

Para Escanear

Universidad Nacional Autónoma De Nicaragua

(Unan-Managua)

Recinto Universitario Rubén Darío

Facultad De Ciencias e Ingenierías

Departamento de construcción

Biblioteca Central "Salomón de la Selva"
UNAN-Managua
Fecha de Ingreso: 21/03/18
Comprado: Dr. Epp. Corbrecin
Precio: C\$ 98 754
Registro No.



MFN
47996

TRABAJO MONOGRÁFICO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Tema:

Evaluación de estabilidad de talud en tres sectores de la Comarca Jocote Dulce, Managua 2017.

Tutor:

Msc. Horacio Alejandro Ulloa López

Autor (as):

Br. Aura Karina Dinarte Chacón

Br. Fátima Suyen Vásquez López

ING
378-242
Din
2018

DEDICATORIA

Esta tesis es dedica en primera instancia a DIOS nuestro creador, quien nos guió por el camino correcto; por brindarnos sabiduría y ayudarnos a salir adelante a pesar de las adversidades sin perder la esperanza.

De igual forma se les dedica este documento a dos personas inigualables; que para ellas siempre somos perfectas e inteligentes y las más talentosas del mundo; a esas mujeres que siempre nos ofrecieron todo sin esperar nada a cambio, esos ángeles que entregaron todo por nosotras, a esas guerreras incansables que nos han dejado la mejor fortuna a través de los estudios, para nuestras madres a quienes amamos con el alma y ellas son las principales merecedoras de este triunfo.

Así también le dedicamos este gran esfuerzo a nuestros padres, hermanos, y amigos que estuvieron para darnos palabras de ánimo, que nos regalaron una sonrisa en circunstancias difíciles, que nos enseñaron que no hay sueño que no se pueda alcanzar, ya que todo consiste en no rendirse y perseverar.

Agradecemos inmensamente a nuestro tutor Msc. Horacio Alejandro Ulloa López, quien nos guió y contribuyó al proceso de redacción de nuestra tesis, enseñándonos a amar aún más nuestra carrera.

No olvidando el apoyo técnico que recibimos en los levantamientos de campo de parte de los señores Francisco Vásquez, Walter Espinoza y Douglas Carcache.

A todos aquellos amigos y compañeros que fueron parte de nuestra historia.

AGRADECIMIENTO

Expresamos nuestros más sinceros agradecimientos de manera puntual a todas aquellas personas que hicieron posible la culminación de este trabajo monográfico.

+ De inicio agradecemos a nuestra alma mater UNAN- Managua, por brindarnos la oportunidad de ser parte de ella, así también por contribuir a nuestro crecimiento personal y profesional.

+ A todos aquellos docentes que con paciencia y entusiasmo compartieron sus conocimientos haciéndonos crecer día con día.

+ Al instituto IGG-CIGEO por brindarnos su apoyo y colaboración brindada durante el desarrollo de nuestra investigación, principalmente por habernos permitido utilizar su laboratorio y equipos necesarios para la culminación de dicha investigación.

+ Agradecemos inmensamente a nuestro tutor Msc. Horacio Alejandro Ulloa López, quien nos guió y contribuyó al proceso de cúspide de nuestra tesis, enseñándonos a amar aún más nuestra carrera.

+ No obviando el apoyo técnico que recibimos en los levantamientos de campo de parte de los señores Francisco Vásquez, Walter Espinoza y Douglas Carcache.

+ A todos aquellos amigos y compañeros que fueron parte de nuestra historia.

RESUMEN

1. ASPECTOS INTRODUCTORIOS

El análisis de estabilidad en los taludes, involucra el comportamiento mecánico como dinámico y las características de los materiales, todos estos factores permiten clasificar las zonas vulnerables, tipos de fallas y grado de riesgo.

La ciudad de Managua, se considera una de las zonas más vulnerables del país ante fenómenos naturales, especialmente a la ocurrencia de sismos, esto se debe a las condiciones geológicas (numerosas fallas y composición del suelo); además de otros factores como topografía e hidrología.

El desarrollo de este documento tuvo como objetivo primordial, evaluar las condiciones de estabilidad que presentan tres sectores de la comarca Jocote Dulce, tomando como base las características de la zona obtenidas mediante pruebas de campo, laboratorio y la aplicación de métodos de análisis de estabilidad mediante empleo de software.

Los resultados obtenidos correspondiente a los factores de seguridad, indican que tan estable o inestable es cada zona analizada, en el cuál fue posible observar que los valores arrojados en los softwares, están muy por debajo del rango mínimo de seguridad, por tanto, se consideraron diversos métodos de mitigación que permitan atenuar y disminuir los efectos de inestabilidad.

2.2. Características de Comarca Jocote Dulce	20
2.2.2. Condiciones Topográficas	21
2.2.3. Condiciones Geológicas	27
2.2.4. Hidrología	28
2.2.5. Condiciones Viales	25
2.2.6. Estratigrafía de la comarca	24
2.2.7. Descripción de los sectores seleccionados	26
2.2.7.1. Censo de Rehabilitación CARA	26
2.2.7.2. Cementerio General	29
2.2.7.3. Colegio 12 de septiembre	29

1. ASPECTOS INTRODUCTORIOS	2
1.1. Introducción	2
1.2. Antecedentes	4
1.3. Problemática	8
1.4. Justificación	9
1.5. Objetivos	10
1.5.1. Objetivo General	10
1.5.2. Objetivos Específicos	10
2. DESCRIPCION DEL SITIO DE ESTUDIO	13
2.1. Generalidades de la ciudad de Managua	13
2.1.1. Topografía	13
2.1.2. Geología	14
2.1.2.1. Grupo Managua	15
2.1.2.2. Sismicidad	16
2.1.3. Hidrología	20
2.2. Características de Comarca Jocote Dulce	20
2.2.2. Condiciones Topográficas	21
2.2.3. Condiciones Geológicas	22
2.2.4. Hidrología	23
2.2.5. Condiciones viales	23
2.2.6. Estratigrafía de la comarca	24
2.2.7. Descripción de los sectores seleccionados	26
2.2.7.1. Centro de Rehabilitación CARA	26
2.2.7.2. Cementerio General	29
2.2.7.3. Colegio 12 de septiembre	29

3.2. Definición de talud	33
3.2.1. Estabilidad.....	33
3.2.2. Efectos de sismos en taludes.....	35
3.3. Mecanismos o fallas más comunes en un talud	37
3.3.1. Falla	37
3.3.1.1. Fallas por desprendimientos o caídas.....	37
3.3.1.2. Fallas por vuelco o volteo.....	37
3.3.1.3. Fallas por deslizamientos.....	38
3.3.1.4. Fallas por derivas o expansiones laterales	39
3.3.1.5. Fallas por coladas o flujos.....	40
3.3.1.6. Fallas superficiales.....	41
3.4. Métodos de análisis de estabilidad de talud	42
3.4.1. Método de equilibrio limite (MEL).....	43
3.4.2. Factor de seguridad	47
3.4.3. Superficie de falla.....	47
3.4.4. Método de elementos finitos	47
3.4.5. Método de Newark (análisis de deformaciones)	51
3.5. Aplicaciones informáticas para análisis de estabilidad de talud.....	53
3.5.1 Geo-studio:.....	53
3.5.1.1 Programa de cómputo SLOPE/W	54
3.5.1.2. Programa QUAKE/W.....	54
3.5.1.2.1. Modelos constitutivos de QUAKE	57
3.5.2. Slide (V 6.005)	58
3.6. Estudios de campo	59
3.6.1. Standard Penetration Test (SPT)	59

3.6.1.1. Procedimiento de campo del ensayo SPT	60
3.6.1.2. Factores de corrección.....	63
3.6.1.3. Correlación entre el valor de N del ensayo Spt y las velocidades de onda de corte	68
3.6.1.4. Compacidad Relativa	69
3.6.1.5. Angulo de Fricción Interna	70
3.6.2. Cargas en el Talud.....	71
3.6.3. Distribuciones de presiones en suelos	71
3.6.4. Pruebas de laboratorio	72
3.6.4.1. Propiedades índices.....	72
3.7. Alternativas para estabilización de taludes	73
3.7.1. Clasificación de alternativas para estabilización de taludes.....	73
3.7.1.1. Reducción de Fuerzas actuantes.....	74
3.7.1.1.1. Modificación de la geometría talud.....	74
3.7.1.1.2. Drenaje.....	76
3.7.1.1.3. Protección de la superficie o revestimiento de taludes.....	76
3.7.2.1. Incremento de Fuerzas Resistentes.....	77
3.7.2.1.1. Estructuras de Retención	77
3.7.2.2. Incremento de Resistencia Interna.....	80
3.7.2.2.1. Tierra armada.....	80
3.7.2.2.2. Inyecciones	80
4. DISEÑO METODOLOGICO.....	81
4.1. Recopilación de la información, exploración y evaluación de los puntos susceptibles.....	81
4.1.1. Etapa 1:.....	81
4.2. Recolección de muestras.....	82

4.2.1. Etapa 2:.....	82
4.3. Análisis de laboratorio.....	82
4.3.1. Etapa 3:.....	82
4.4. Análisis de estabilidad de taludes	84
4.4.1. Etapa 4:.....	84
4.5. Análisis y Discusión de resultados.....	84
4.5.1. Etapa 5:.....	84
4.6. Propuestas de Mitigación.....	85
4.6.1. Etapa 6:.....	85
5. ANALISIS Y DISCUSION DE DATOS.	86
5.1. Datos obtenidos del ensayo SPT	86
5.1.1. Número de golpes corregidos	86
5.1.2. Correlaciones empíricas de velocidades de onda de corte	87
5.1.3. Angulo de Fricción Interna (Φ)	88
5.1.4. Esfuerzos de confinamiento	88
5.2. Propiedades Índice	90
5.2.1. Humedad.....	90
5.2.2. Gravedad Específica	91
5.2.3. Pesos Unitarios	92
5.2.4. Análisis Granulométrico	93
5.2.5. Compacidad relativa, porosidad y saturación.....	94
5.2.6. Clasificación de los Suelos Ensayados	94
5.3. Evaluación de talud	96
5.3.1. Análisis de la estabilidad del talud en condiciones estáticas.....	96
5.3.1.1. Geo-Slope/w	96

5.3.1.2. Slide	99
5.3.2. Análisis estático inicial Geo-Quake 2012	102
5.3.3. Análisis de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas.....	103
6. MEDIDAS DE MITIGACION.....	110
6.1. Análisis de las Medidas de Mitigación	110
6.2. Desarrollo	112
6.2.1. Desarrollo del Estudio	112
6.2.2. Resultados Obtenidos.....	112
6.3. Normativas constructivas.....	119
6.3.1. Muros con gaviones	119
6.3.2. Muro monolítico.....	121
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
7.1. Conclusiones	122
7.2. Recomendaciones	125
8. REFERENCIAS.....	127
ANEXOS	133
Apéndice A: Puntos de Estudio	133
Apéndice B: Memoria de Calculo 1, Datos Obtenidos del Ensayo SPT	134
Tabla B.4. Densidades de los Suelos	137
Tabla B.5. Módulo de Corte Máximo	138
Apéndice C. Resultados Geotécnicos y Estratigrafía	138
Apéndice D. Mapa de Amenazas y Resultados de Modelos en Software	142
Apéndice E. Medidas de mitigación.....	147



1. ASPECTOS INTRODUCTORIOS

1.1. Introducción

Se define como talud; a cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que haya adoptado permanentemente las masas de tierras; cuándo presentan inestabilidad representan un riesgo para los ciudadanos que se ubican en las cercanías.

El estudio de inestabilidad en los taludes constituyen uno de los puntos de mayor interés en el campo de ingeniería civil y principalmente en el área de geotécnia, los taludes son estructuras complejas que requieren de un análisis muy profundo; en el cuál se considera como un factor de gran relevancia en el comportamiento mecánico y dinámico de los materiales que lo componen, es conveniente conocer además de las características mencionadas previamente, las condiciones geológicas, topográfica y factores antropogénicos que han modificado la estructura original (Matteis,2003).

Tomando como base los factores descritos, es posible conocer y clasificar los sitios que presentan susceptibilidad, un ejemplo de esto es la ciudad de Managua, en la cuál se han identificado a través de múltiples estudios en zonas de riesgo como, San Isidro de la Cruz Verde, Cuesta El Plomo, Cerro Los Martínez, Motastepe, El Crucero, Loma de Chico Pelón, Pochocuape, Las Nubes, Cráter Ticomo, Gruta Xavier, Ticuantepe, Apoyeque, Xilóa, Nejapa, km 27 Carretera Sur, entre otros. Estos son lugares con cierto grado de vulnerabilidad, según el informe elaborado por SIG-Georriesgos (sistema de información de Geología de Nicaragua, 2011).

Según lo plasmado anteriormente, se dispuso evaluar la estabilidad de talud en tres sectores de la comarca Jocote Dulce, esta área se localiza en la parte sur de la ciudad de Managua. Las consideraciones tomadas para la selección de este sector fueron la topografía accidentada, precipitaciones, arrastre de material, sismicidad de la zona, condiciones geológicas y geotécnicas, entre otras. La elección de los puntos en esta comunidad está ligada a la existencia e importancia de estructuras en la cabecera del talud.



Capítulo 1. Aspectos Introductorios



El análisis se realizó mediante métodos geotécnicos que consideran las propiedades físicas y mecánicas de los suelos; las cuales fueron determinadas por ensayos, tomando como base las normativas ASTM (American Section for Testing Material) y clasificando los suelos mediante lo establecido en el Método SUCS.

Las herramientas principales para obtener los indicadores de inestabilidad son los softwares Geo-studio 2012 (Geo-Slope/w y Geo-Quake/w) y Slide V 6.005. Los datos obtenidos en este estudio a través del software permitieron tomar decisiones con respecto al planteamiento de alternativas orientadas a la estabilización del talud, por ello se describieron las distintas técnicas que pudiesen brindar una solución. Sin embargo, se retomaron aquellas que se apegaran de manera más eficiente a las necesidades que surgieron del análisis propuesto, basados en especificaciones estimuladas en normativas, reglamentos (RCN, 2007) y códigos internacionales.



1.2. Antecedentes

Desde hace muchos años la humanidad ha tenido la necesidad de mejorar sus condiciones de vida; por lo cual, se vieron obligados a realizar estudios que les permitieran conocer factores adversos que impidían el desarrollo estructural.

Uno de estos factores son los derrumbes y deslizamientos, los cuáles se producen mayormente en época de lluvia debido a la saturación y los movimientos sísmicos, los cuáles ocasionan una disminución de la resistencia de los suelos. Algunos Ingenieros a lo largo de la historia, se han enfocado a realizar estudios sobre el análisis de la inestabilidad de talud, implementando métodos y prácticas para brindar soluciones a la problemática.

A nivel nacional se pueden mencionar diferentes Instituciones encargadas de coordinar los esfuerzos convenientes para la gestión y prevención de desastres naturales como son: SINAPRED (Sistema Nacional de prevención, mitigación y atención de desastres naturales), INETER (Instituto Nicaragüense de estudios territoriales) cuyo objetivo es realizar investigaciones, estudios y monitoreo que brinden seguridad al país y desde el año 1990 se cuenta con el apoyo del Instituto de Geología y Geofísica (IGG-CIGEO/ UNAN- Managua) con el fin de generar información científica y aplicada en el campo de las Geo-ciencias.

De acuerdo a archivos históricos de estas instituciones, en el país se han presentado casos de deslizamientos; en el año 1570 se produjo un movimiento de tierra en las faldas del volcán Mombacho, el cual se considera catastrófico, así fue plasmado en el estudio de vulnerabilidad ante deslizamientos de tierra en la microcuenca las Marías (2005). Otro caso detallado en el mismo documento es el Cerro Musun, el cual se localiza en Río Blanco departamento de Matagalpa, cabe mencionar que la ocurrencia de este fenómeno se debió principalmente a la persistencia de precipitaciones en la zona, ya que el movimiento presentaba características de flujos de lodos y arrastre de materia vegetal.

Además, han surgido desastres a causa de fenómenos colaterales a los eventos meteorológicos como los deslizamientos e inundaciones que se incrementan por la disminución en la capacidad de las cuencas y el deterioro de los suelos.



A partir de lo anterior se plasma el caso sucedido en el año de 1876 ocasionando, un gran deslizamiento en la parte sur de Managua (el crucero), dicho evento, aunque no existe en la memoria de la población actual, provocó grandes daños (materiales y humanos). Asimismo, se evidencia el suceso del día 4 de octubre de 1876 producto de intensas lluvias sobre las sierras y la ciudad de Managua se produjo un aluvión que se introdujo por la parte sur-oeste del camino a Ticomo, este fenómeno se caracterizó por el arrastre de materia vegetal y peñascos voluminosos, además de los centenares de muertos, heridos y damnificados (Halftermeyer, 1946).

Debido a esto los trabajos ejecutados por la Dirección de Geología Aplicada de INETER (2005), a partir de 1999 demostraron que la ocurrencia de eventos de inestabilidad en el área de Managua, es más frecuentes de lo que anteriormente se asumía.

Según el estudio de INETER (2010) denominado, explicaciones de mapas de inestabilidad de terrenos y geología en tramos de carreteras entre pobladores de Estelí, Cuesta Cucamonga y Condega, está es una zona con presencia de montañas abruptas, cuyas elevaciones topográficas se encuentran entre 400 y 800 metros. En este estudio se describe la existencia de ocho taludes con geometrías que van desde moderados a empinados, fracturados y meteorizados, con alturas desde seis a ocho metros y pendientes desde 22 hasta 35 grados, específicamente los sectores que han sido afectados por efectos de derrumbes de rocas y detritos son aquellos ubicados entre el kilómetro 168 y 190 del panamericano norte.

Otro ejemplo claro de este fenómeno, fue el ocurrido en el año 2010 en el barrio Camilo Ortega donde se produjo un derrumbe de material, producto de la saturación del suelo que ocasionó la muerte de tres personas al soterrar la vivienda.

La ciudad de Managua se caracteriza por ser una zona de escaso relieve, pese a esto se tienen registros de eventos catastróficos como lo que se mencionaron anteriormente, identificando así puntos vulnerables, un ejemplo de preocupación es la Loma Chico Pelón dónde se presentan problemas de erosión y la presencia de fallas geológicas, por lo cuál en el año 2011 se efectuó un desalojo por parte de la



alcaldía y SINAPRED, otros puntos susceptibles son el cerro Motastepe y los Martínez, en ambos casos los suelos presentan características arenosas .

En el año 2012, según el artículo de la PRENSA titulado “*20 puntos vulnerables de deslizamientos*” como se mencionó anteriormente en la zona de Pochocuape se efectuaron evacuaciones y a su vez trabajos de prevención contra deslizamiento, dado que éste sitio es evidente la inestabilidad que presenta y el riesgo que implica.

Datos de INETER (2013) muestran que, en el año de 1998 el huracán Mitch generó un deslave en el volcán Casitas ubicado en el departamento de Chinandega; este provocó la muerte de 3800 personas, damnificados, afectaciones ecológicas y daños que ascendieron a un total de 988 millones de dólares.

El día 10 de abril del año 2014, un sismo de 6.2 grados Richter con epicentro en el norte del lago de Managua provocó derrumbes en varias carreteras del país, una de ellas la carretera vieja a León y el 16 de octubre de este mismo año, producto de las intensas lluvias se produjo un derrumbe de un muro perimetral, el colapso dejó soterradas tres viviendas atrapando a 13 personas, de las cuales nueve de ellas perdieron la vida y cinco fueron rescatadas. Esta zona es considerada no habitable dado el peligro de deslizamientos y desborde de un cauce en el lugar.

El 10 de abril de 2015, se produjo un derrumbe en la cercanía de villa fontana, cuándo se realizaban obra de excavación para construcción de un muro de contención para brindar seguridad a un acceso vehicular. Este derrumbe causó la muerte de dos obreros al quedar soterrados (La PRENSA, 2015).

Según el artículo “*Derrumbes en la isla de Ometepe*”, publicado por el nuevo Diario en el año 2016, producto de las precipitaciones causadas por el huracán Mathew se originaron derrumbes en el volcán concepción, un primer derrumbe afectó la zona de la comunidad los Ramos y presentó una extensión de 2 kilómetros lo que incito afectaciones en la vía que va desde Moyogalpa hasta Altagracia. Un segundo derrumbe en la comunidad San Marcos (Altagracia) ubicada al noroeste del volcán concepción, el flujo se presentó con arrastre de piedra y lodo, provocando afectaciones en los caminos de acceso y tuberías de agua potable.



En la comarca Jocote Dulce a través del tiempo se han presentado afectaciones de este tipo, un ejemplo de este fue el ocurrido a partir de los sismos del año 2014, los cuáles provocaron desprendimiento de masas de suelos de la estructura del talud, caída de material vegetal que obstaculizaron la vía, exponiendo la vida de los ciudadanos que circulan por el lugar, además de las afectaciones provocadas por la erosión hídrica. Asimismo, se puede mencionar que constantemente se siguen presentando este tipo de mecanismos los cuales se convierten en una amenaza para la ciudadanía de este sector.

Es oportuno mencionar que la debilidad que presenta la capital está influenciada por la topografía accidentada y factores antrópicos que permiten la creación de zonas altamente susceptibles. Por esta razón es preciso investigar los lugares que presentan posibles inestabilidades, dado que es conveniente que la ciudadanía tenga el conocimiento de los riesgos que implica habitar en esos sitios.

La comunidad Jocote Dulce, se caracteriza por ser una zona con pendientes características de la parte sur de Maragua, en la cual se ha visto afectada por eventos naturales tales como acciones de la lluvia que ocasionan el avance de grandes cantidades de materiales tanto de vía como de las paredes de la ladera, afectaciones similares que han dado paso al desprendimiento de árboles, caída de suelo que dejan expuestas la base de las estructuras que se localizan en la parte superior del talud.

Debe mencionarse que en esta zona algunas de las edificaciones se ubican a pocos metros del borde del talud, las cuales generan una sobrecarga agudizando de esta manera el problema.



1.3. Problemática

Nicaragua, especialmente la zona del pacífico es considerada vulnerable ante desastres naturales; los fenómenos de origen geológico e hidrometeorológicos son eventos que a través de la historia han mostrado escenarios dinámicos que al interactuar con el nivel de exposición y grado de vulnerabilidad han marcado episodios desastrosos cobrando la vida de muchos nicaragüenses. La ciudad de Managua se ha caracterizado por ser una zona muy vulnerable ante fenómenos de la naturaleza, un ejemplo de ello es el terremoto de 1972 que destruyó casi en su totalidad la ciudad, además de la gran cantidad de personas fallecidas y de los elevados costos por daños materiales.

Es oportuno mencionar que la debilidad que presenta la capital está influenciada por la topografía accidentada y factores antropogénicos que permiten la creación de zonas altamente susceptibles. Por esta razón es preciso investigar los lugares que presentan posibles inestabilidades, dado que es conveniente que la ciudadanía tenga el conocimiento de los riesgos que implica habitar en esos sitios.

La comunidad Jocote Dulce, se caracteriza por ser una zona con pendientes características de la parte sur de Managua, en la cual se ha visto afectada por eventos naturales, tales como acciones de la lluvia que ocasionan el arrastre de grandes cantidades de materiales tanto de vía como de las paredes de la ladera, afectaciones sísmicas que han dado paso al desprendimiento de árboles, caída de suelo que dejan expuestas la base de las estructuras que se localizan en la parte superior del talud.

Cabe mencionar que en esta zona algunas de las edificaciones se ubican a pocos metros del borde del talud, las cuales generan una sobrecarga agudizando de esta manera el problema.



1.4. Justificación

En ciudades con tasas de crecimientos elevados y altos niveles de desarrollo urbano, la población se ve obligado a migrar a comunidades aledañas. Tal es el caso de la ciudad de Managua, dónde la población ha ido incrementando año con año como consecuencia del desarrollo urbano; este aumento ha desencadenado una demanda exagerada de viviendas, por lo cual se recurre a habitar espacios que presentan un riesgo ocupacional por las condiciones de la zona y de los suelos que la conforman.

En la capital se han contabilizado múltiples casos de inestabilidad, los cuales han originado pérdidas humanas y materiales; por lo que, instituciones como INETER y SINAPRED se han dado a la tarea de identificar zonas de alto riesgo, no aptas para su ocupación.

Esta investigación tiene como objetivo principal determinar las condiciones en las cuales se encuentran los taludes ubicados en la comarca Jocote Dulce, Managua. Esta información permitirá tomar medidas preventivas para evitar situaciones catastróficas que conlleven a pérdidas de vidas, cabe mencionar que actualmente estos taludes están presentando pequeños derrumbes de materiales, erosión y desprendimiento de la vegetación que se localiza en la parte superior de este, lo cual en muchas ocasiones ha generado peligro para los ciudadanos que transitan en la vía.

Además de lo planteado anteriormente, esta zona cuenta con estructuras que brindan un servicio social a tres comunidades, dichas estructuras son el colegio, centro de rehabilitación CARA y Cementerio, es oportuno mencionar que las condiciones en estos sectores son bastantes desfavorables por lo cual se recurre a efectuar el análisis en estos puntos específicos; aunque dicho estudio puede ser aplicado a toda la comunidad ya que las condiciones del suelo son bastante homogéneas con varianza tanto en las alturas como en las cargas aplicadas. La importancia de esta investigación radica en el impacto social que pudiese tener en el futuro, la información obtenida puede ser utilizada para complementar proyectos futuros.



1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Evaluar la estabilidad de talud en tres sectores de la Comarca de Jocote Dulce.

1.5.2. Objetivos Específicos.

- ✚ Describir los factores condicionantes y desencadenantes que afectan la estabilidad del talud en los sitios de interés.
- ✚ Determinar las propiedades físico-mecánicas y clasificación de suelos mediante procedimientos geotécnicos.
- ✚ Efectuar el análisis de la estabilidad del talud en condiciones estáticas y dinámicas mediante la aplicación de software Geo-Studio y Rock science Slide.
- ✚ Evaluar alternativas de estabilización, considerando las características del talud e indicadores de inestabilidad.



1.6. Hipótesis

A continuación, se describen las hipótesis que se han considerado convenientes en el desarrollo del estudio.

- Los factores condicionantes y desencadenantes permiten detallar la ocurrencia de inestabilidad o fallas en el talud.
- El análisis de los suelos que constituyen el talud, permitirá conocer las características físico-mecánicas, clasificación y definir el comportamiento ante factores desencadenantes.
- Aplicando los softwares Geo-Studio y Slide, se determinará la estabilidad de los taludes bajo condiciones de cargas estáticas y dinámicas en cada Sector de análisis.
- Se propondrán medidas de seguridad ante la posibilidad de la ocurrencia de un movimiento de masa, esto dependerá de los indicadores de seguridad previamente obtenidos.



1.7. Limitaciones del estudio

En breve se presentan las restricciones a las cuáles estuvo sujeta esta investigación.

- El estudio fue enfocado a tres puntos exclusivos de la comunidad Jocote Dulce, ya que mediante una inspección de campo fue posible constatar que el suelo en casi toda el área presenta un comportamiento homogéneo.

- Se idealizó los pesos y cimientos de las edificaciones en cada talud, ya que no fue posible obtener planos estructurales.

- Solamente se efectuaron dos perforaciones de SPT en el área de estudio, dado que el Cementerio General y el Centro de Rehabilitación CARA presentan similitud en el tipo de suelo, por ende, tendrán la misma estratigrafía.

- Las velocidades de onda de corte, compacidad y los módulos de corte máximo fueron obtenidos mediante correlaciones en base al ensayo SPT.

- El ángulo de fricción fue obtenido por medio de correlaciones del número de golpes corregidos de las pruebas de SPT, cuando existen pruebas más directas para determinarlo.

- Las pruebas realizadas en el laboratorio estuvieron dirigidas a la determinación de las propiedades físicas; sin embargo, las propiedades mecánicas fueron determinadas en campo por medio del método de SPT.

- El análisis de la estabilidad se efectuó exclusivamente con los softwares Geo-Slope y Slide para condiciones estáticas y en condiciones dinámicas solamente se plantea el uso de Quake/w, dado que Slide no toma todas las consideraciones a las que hace énfasis Quake/w, por tanto, no es posible efectuar una comparación de resultados.

2. DESCRIPCION DEL SITIO DE ESTUDIO

Este acápite será abordado en dos etapas, la primera corresponde a una descripción general de la ciudad de Managua y la segunda etapa describe las características de la comunidad Jocote Dulce.

2.1. Generalidades de la ciudad de Managua

Managua se ubica al suroeste de Nicaragua, específicamente en la cuenca sur del lago Xolotlan. El municipio tiene un área de 276 km² de extensión, de los cuáles 173.7 km² corresponden al área urbana. La población estimada es de 1, 025, 000 habitantes, con una altitud promedio de 80 m sobre el nivel del mar, su clima es predominantemente tropical y temperaturas desde 27°C y 32°C (INIDE, 2001).

2.1.1. Topografía

Ferrer (1976), Describe que Managua se asienta en una superficie plana con una inclinación suave orientada al norte, su relieve se caracteriza por la presencia de formaciones de origen volcánico tales como, Cráter Tiscapa, Nejapa, Asososca, Valle Ticomio, entre otros. En la figura 2.1 se muestran los intervalos de las pendientes que conforman la topografía de Managua.

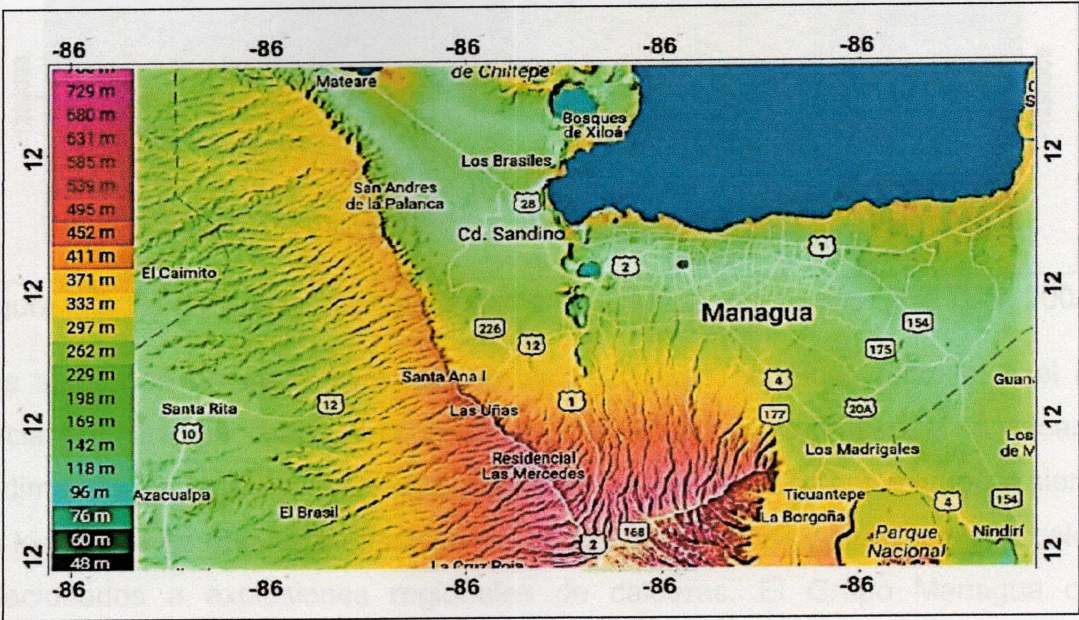


Figura. 2.1. Pendientes del terreno en Managua, Fuente: topographic-map.



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

2.1.2. Geología

Según INETER (2002), Managua se ubica dentro de las cordilleras volcánicas de Apoyeque al noroeste y Masaya al sureste. En esta parte y sus alrededores es posible reconocer pequeños y numerosos edificios volcánicos y remanentes de volcanes de los que se puede mencionar: Santa Ana, Asososca, Tiscapa, Ticomo, Motastepe como se observa en la figura 2.2.

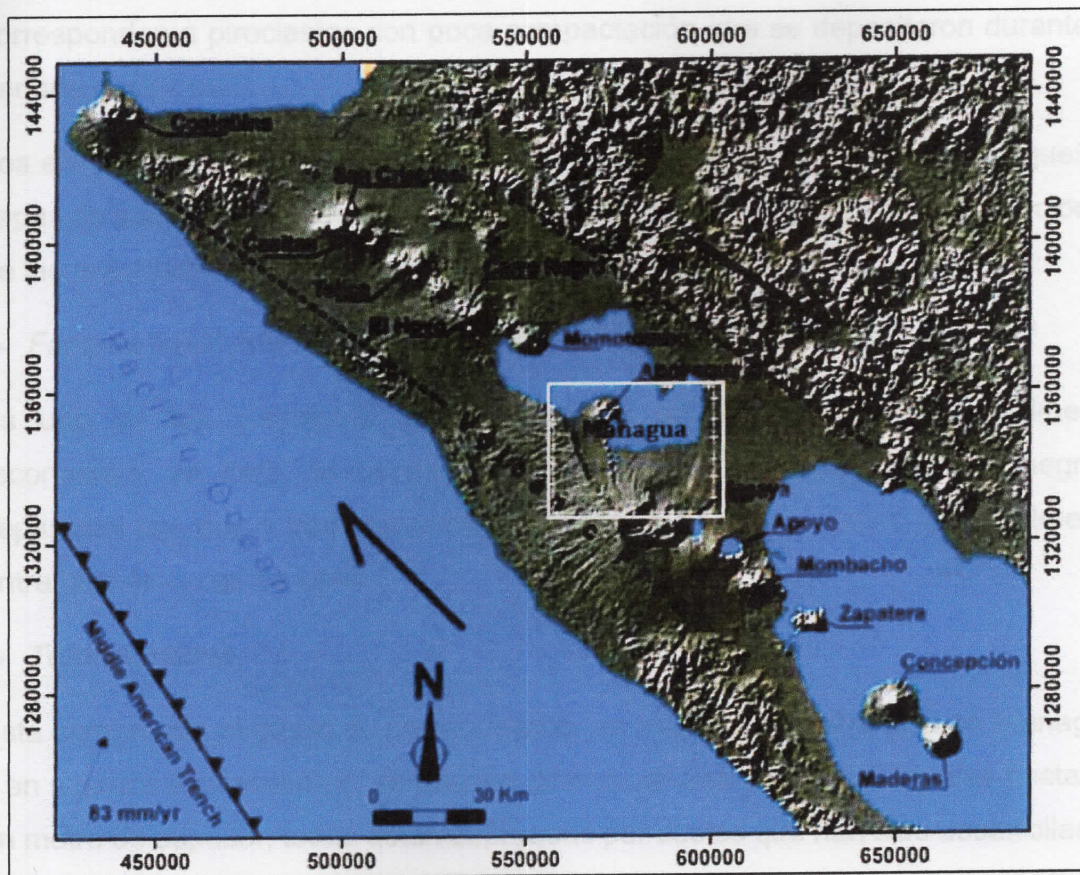


Figura 2.2. Formaciones volcánicas cercanas a Managua, Fuente: INETER, 2002.

Los suelos se originaron por erupciones volcánicas ocurridas entre el final del terciario e inicio del cuaternario, estos se caracterizan por la presencia de volcano-sedimentos, de forma general estos suelos están conformados por el grupo la sierra, en los cuales se reconocen ignimbritas, ondas piroclásticas y piroclastos de caída, relacionados a explosiones regionales de calderas. El Grupo Managua que corresponde a suelos superficiales los cuáles están descritos en Hradecky (1997) y en Hradecky (2001).



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio



A continuación, se procede a describir los tipos de suelos de Managua (López, 2000).

2.1.2.1. Grupo Managua

Los materiales que constituyen el grupo Managua, fueron depositados sobre las formaciones que corresponden al grupo la sierra; esto como consecuencia de erupciones volcánicas de Nejapa, Masaya, Apoyeque y Tiscapa. Estos materiales corresponden a piroclastos con poca compactación que se depositaron durante el periodo cuaternario.

Los elementos que conforman este grupo se encuentran separados por pequeñas capas de suelos fósiles, esto es un indicador de periodos de cortes e interrupciones de las actividades volcánicas, dichos elementos se describen a continuación:

✚ Fontana lapilli (hormigón)

Es uno de los elementos más distribuidos en Managua y muy fácilmente reconocible, se trata de capas de polvo, cenizas y lapilli basálticas negras, separadas por dos o tres capas blanquecinas, bien compactadas, especialmente entre las partículas de lapilli.

✚ Toba pomácea

Está comprende el grupo de pómez inferior se encuentran distribuida en Managua y en algunos afloramientos, se pueden diferenciar tres capas individuales hasta de un metro de espesor, todas están separadas por suelos que han sido desarrollados en su parte superior, indicando que hubo interrupciones de las actividades volcánicas durante la deposición de las capas de pómez.

✚ Lapilli negro intermedio

En esta unidad los fragmentos son basálticos con un alto contenido de partículas de arenas negras, limos, y cenizas. Puede observarse en afloramientos al este de Managua, cerca de villa fontana y en los alrededores del Banco Central.



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

+ *Gravas de Altamira*

Son gravas y arenas bien calibradas y estratificadas, con algunas capas muy frágiles con ausencia de fragmentos menores de arcilla o polvo en su base, aunque en la parte superior se observan materiales finos.

+ *Cenizas de Tiscapa*

Se caracteriza por contener lapilli claro a gris oscuro alternado con ceniza.

+ *Cenizas de Motastepe*

Esta unidad corresponde a un paquete de arena, ceniza y limo bien estratificado con capas de cenizas compactas de pequeño espesor separando las capas.

+ *Formación San Judas*

Está unidad, está formada por dos o tres capas delgadas de toba, bien compactadas intercalada con lapilli. Se encuentra en casi toda el área de Managua, es una buena capa guía para la determinación de las estructuras del sub-suelo y aunque el lapilli está completamente meteorizado las capas de toba permanecen intactas.

+ *Tobas del Retiro*

Son tobas compactadas de granos finos, de color amarillento en su parte superior y gris claro en la parte inferior, es la unidad más distribuida en Managua.

+ *Suelos recientes*

Consisten en depósitos aluvionales de materiales piroclásticas superficiales que fueron meteorizados. Los cauces, arroyos y valles han sido rellenados con estos materiales alcanzando espesores hasta de 5m, son suelos arcillosos y amarillentos.

2.1.2.2. Sismicidad

Managua se ha visto afectada por fuertes terremotos que han dejado miles de muertos y millones de dólares de pérdidas económicas. En el año 1931 se produjo un terremoto por la activación de la falla el estadio, el cuál originó una ruptura de 2km de longitud, su intensidad de acuerdo a la escala de Mercalli fue de IX a X y una magnitud de 5.6, así lo describe (Leeds, 1973).



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

Según Knudson (1974), en el año de 1968 se produjo un segundo terremoto, éste provocó graves afectaciones en el sector de la colonia Centro América; una de las características principales de este evento fue su magnitud de 4.5 y la profundidad del epicentro de 5km, intensidad de VII y aceleraciones de 0.15 g.

En 1972, se produjo un tercer terremoto, el cual es considerado uno de los eventos más devastadores que han afectado Managua. El movimiento fue originado por la falla Tiscapa presentando una aceleración de 0.39 g, una magnitud de 6.2 en la escala de Richter y una intensidad de VIII, así lo describe Valle (1973).

Este fenómeno se extiende a toda la zona del pacífico, ya que estas son altamente vulnerables debido a la existencia de fallas geológicas y cordilleras volcánicas que se extienden desde Cosigüina hasta la isla de Ometepe (volcán concepción y madera).

La ciudad de Managua por su parte es afectada por dos posibles escenarios que están ligados a la convergencia de la falla coco y caribe en el área de subducción en el pacífico y a sismos superficiales en el interior de la placa caribe, (Walther, 2000). No obstante, los sismos originados por fallas locales representan un mayor riesgo, esto se debe a la proximidad y poca profundidad del epicentro.

En la figura 2.3 se muestran las zonas sísmicas de Nicaragua según (RNC,2007) la diferencia entre colores representa el rango de riesgo respecto a los factores dinámicos.

(1973). Dichos fallas corresponden al 59 % de las amenazas totales del departamento y un 41% de la zona de subducción, considerando las zonas volcánicas y montañosas.

Según INETER (2002), las principales fallas que recorre la ciudad en la parte central (Figura 2.4) tienen poca longitud por lo que pueden generar terremotos relativamente moderados con una magnitud máxima probable de 6.5 en la escala de Richter. Contrariamente, las fallas que conforman los límites Este y Oeste del Graben de Managua (falla Mateare y Corrales) podrían causar terremotos mucho más destructivos.



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

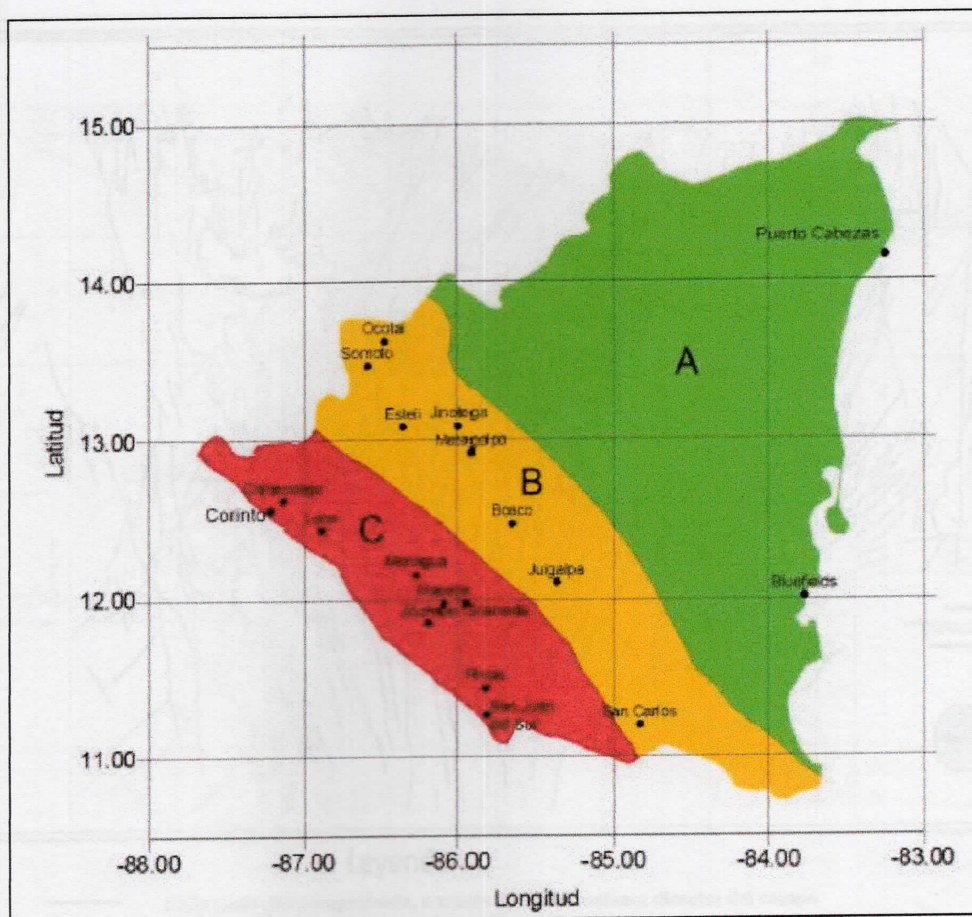


Figura.2.3. Mapa de Amenazas Sísmicas, Fuente: RCN (2007).

Como se describe, la ciudad se encuentra asentada sobre numerosas fallas geológicas de las cuales 28 se encuentran activas así lo describe (Brown, Ward & Plafker, 1973). Dichas fallas corresponden al 59 % de las amenazas totales del departamento y un 41% de la zona de subducción, considerando las zonas volcánicas y montañosas.

Según INETER (2002), las principales fallas que recorre la ciudad en la parte central (Figura 2.4) tienen poca longitud por lo que pueden generar terremotos relativamente moderados con una magnitud máxima probable de 6.5 en la escala de Richter. Contrariamente, las fallas que conforman los límites Este y Oeste del Graben de Managua (falla Mateare y Cofradía) podrían causar terremotos mucho más destructivos.

Figura.2.4. Mapa de Fallas geológicas de Managua, Fuente: INETER (2002).



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

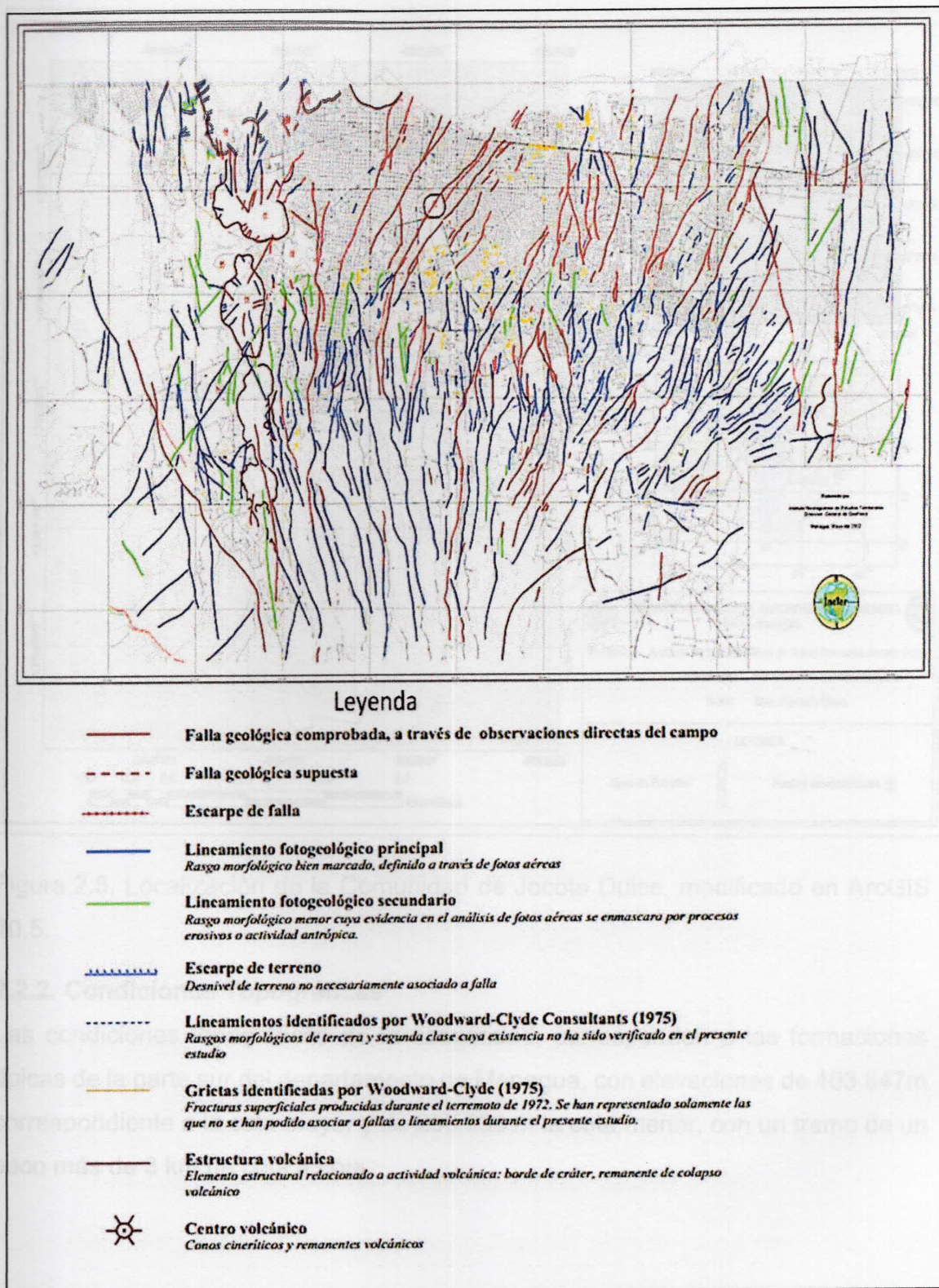


Figura.2.4. Mapa de Fallas geológicas de Managua, Fuente: INETER (2002).

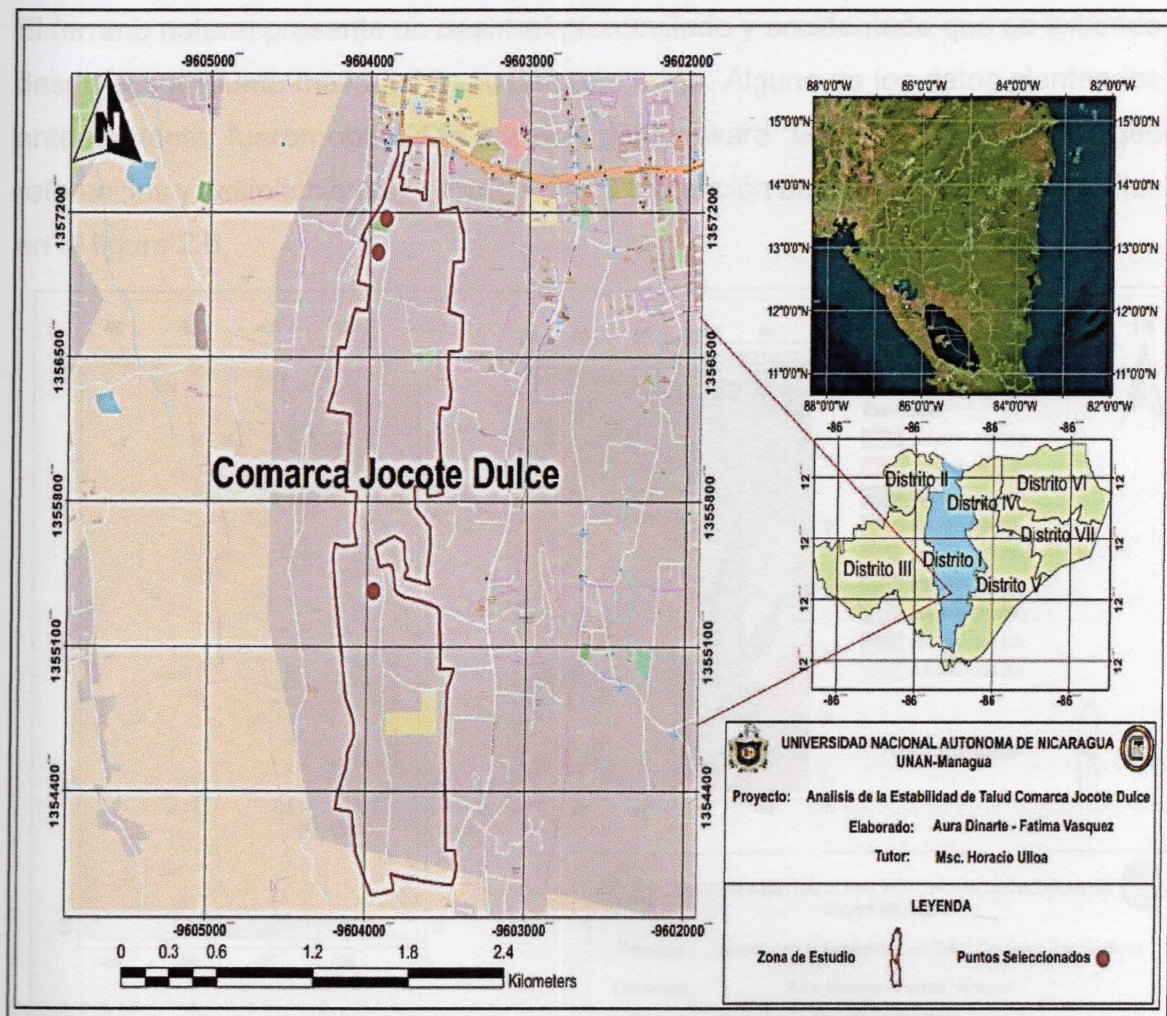


Figura.2.5. Localización de la Comunidad de Jocote Dulce, modificado en ArcGIS 10.5.

2.2.2. Condiciones Topográficas

Las condiciones topográficas de la comunidad, corresponden a las formaciones típicas de la parte sur del departamento de Managua, con elevaciones de 403.847m correspondiente a la cota mayor y de 200.896 m la cota menor, con un tramo de un poco más de 3 km de cota a cota.

El terreno natural presenta un desnivel pronunciado y accidentado que se extiende desde el sur (punto más alto) hasta la parte norte. Alguno de los datos planteados anteriormente, fueron obtenidos a través del software “Google Earth v7.1.1” (geo referencias y delimitaciones) y ArcGIS v10.5 (obtención de curvas de nivel). Detalles en la figura 2.6.

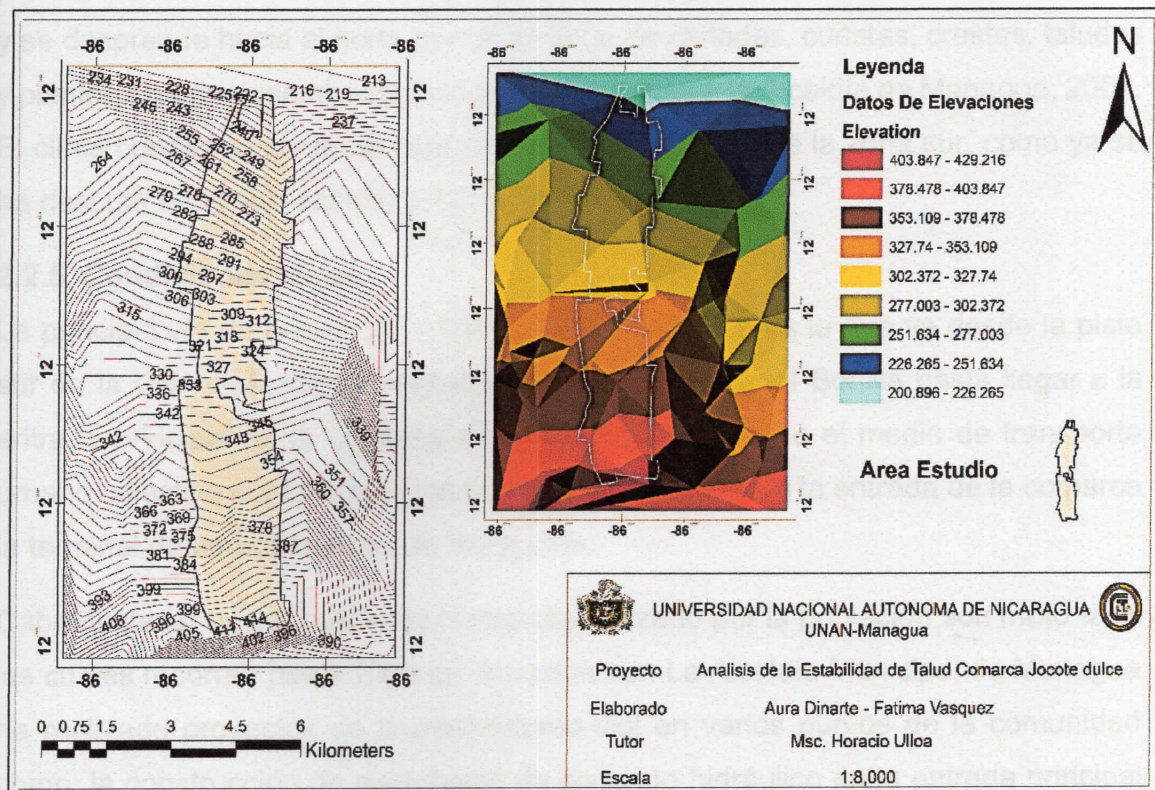


Figura.2.6. Datos de elevaciones, Comunidad Jocote Dulce, modificado en ArcGIS 10.5.

2.2.3. Condiciones Geológicas

La ciudad de Managua y sus comunidades corresponden según el RNC-07 a la zona sísmica C; una zona de gran incidencia sísmica, prácticamente la mayor del país, además de pertenecer a las cordilleras volcánicas del pacífico.

Cabe mencionar que la comunidad ha sido afectada por estos fenómenos sísmicos, dado que una de las múltiples fallas que atraviesa la ciudad se localiza muy cerca, como es la falla escuela-Zogaib, esta es de las ultimas en ser encontradas; su recorrido inicia desde la rotonda Cristo Rey, atravesando el Cerro mokoron y



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

terminando en las inmediaciones de la UNAN-Managua, Recinto Universitario Rubén Darío.

2.2.4. Hidrología

La comunidad se localiza en la subcuenca II del lago de Managua o Xolotlan, esta presenta una forma de abanico y nace en la parte del cruce y las nubes, por el sur y se desprende hacia el norte por un sistema de cañadas, cuestras, crestas, taludes y planicies hasta desembocar al lago así lo establece la Alcaldía de Managua, 2004. El clima correspondiente de esta área es característico de la zona sur, como ya se ha descrito en el sub-acápite 2.1.2.3.

2.2.5. Condiciones viales

La principal vía de acceso a la Comarca Jocote Dulce es la que va desde la pista sur de la UNAN-Managua pasando por la colonia Miguel Bonilla hasta llegar a la entrada principal de la comarca dirección Este; utilizando el medio de transporte urbano colectivo como lo son, los buses 111 y 168 siendo la entrada de la comarca la terminal de ambos medios de transporte.

Cabe destacar que el medio de transporte utilizado por la población son moto taxis las cuales recorren hasta 7 km en dirección sur. La Alcaldía Municipal de Managua ha realizado proyectos de mantenimiento vial en varios puntos de la comunidad como: la construcción de planchetas de concreto hidráulico en la entrada principal y en cercanías del colegio, el cual se encuentra ubicado a 3 km de la entrada a la comunidad, así también la construcción de un pequeño puente peatonal de 20 m que comunica a la comarca con la colonia Miguel Bonilla con el fin de mejorar las vías de acceso de dicha población (figura 2.7).



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio

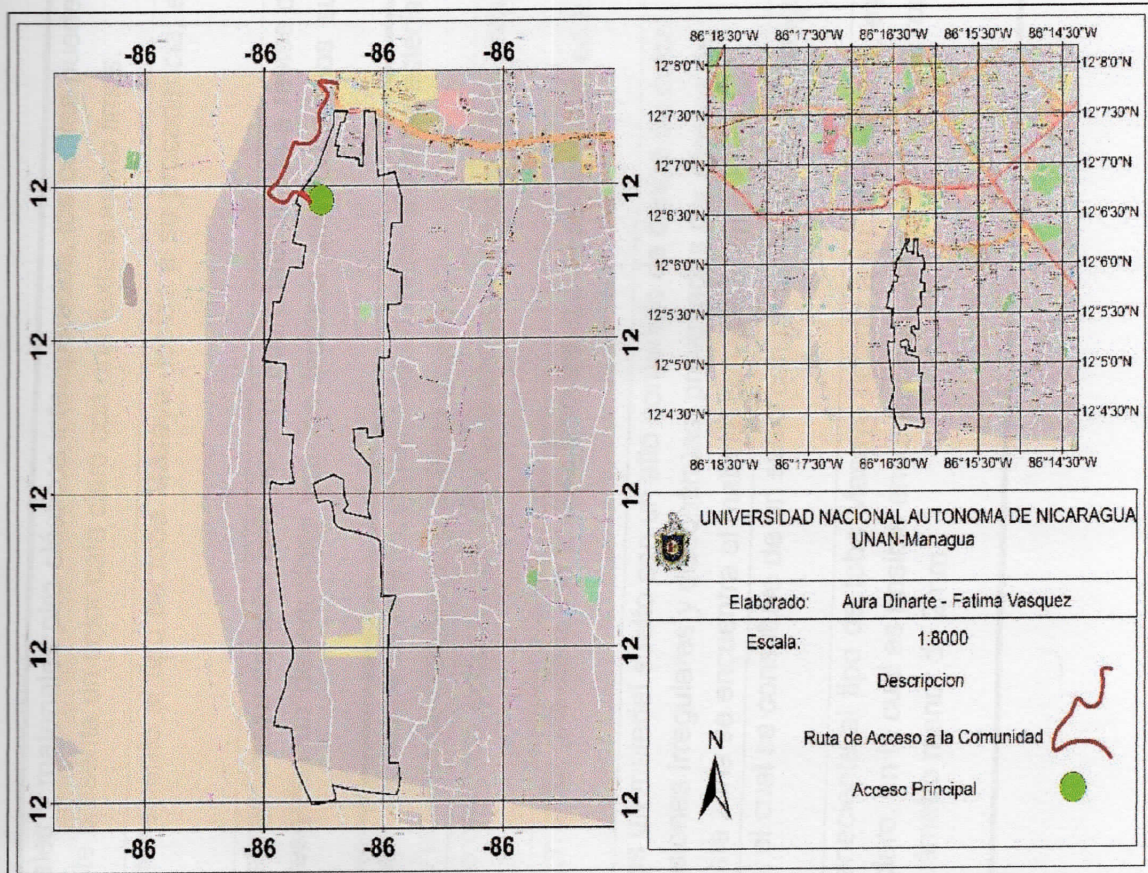


Figura.2.7. Ruta de acceso a la comunidad, modificado ArcGIS 10.5.

2.2.6. Estratigrafía de la comarca

De acuerdo al enfoque del estudio se seleccionaron tres puntos de interés, con el fin de realizar un análisis profundo y detallado de las condiciones que presentan los taludes en estos sitios, además de la importancia que representa cada uno tanto para la propia comunidad como para algunas zonas aledañas. Los lugares corresponden a Cementerio General, Colegio 12 de septiembre y Centro de Rehabilitación CARA, de estos fue posible obtener la estratigráfica de los suelos que conforman el talud. Estas particularidades se describen de forma detallada en la tabla 2.1:



Id sector	Característica	Descripción
Colegio 12 de septiembre	Suelo Reciente.	Consiste en depósitos aluviales y materiales piro-clásticos intemperados, los cuales pueden ser de tipo arcilloso o limoso. Este presenta un color café claro con una textura areno limos.
	Ceniza compacta.	Este tipo de material es perteneciente al tipo de toba Masaya debido a su procedencia; es de textura fina con un color gris.
	Suelo fósil (paleosuelos)	Es un material con características limosa de color café oscuro, que corresponde a restos de un suelo antiguo, los cuales presentan un desequilibrio con los factores que forman los suelos actuales.
	Suelos Reciente	Es un suelo que cubre superficialmente todo el terreno, consiste de un material con características limosa, de color café oscuro y abundante presencia de materia orgánica.
Centro CARA y Cementerio General	Suelo Fósil (paleosuelos)	También conocido como suelo orgánico, presenta un color café oscuro con textura limo arenoso.
	Escoria	Se caracteriza por presentar un color gris claro con textura limo-arenoso y se presenta en forma de pequeñas líneas.
	Escoria volcánica	Conocida como lapilli negro, es un material suelto con un alto contenido de ceniza de color negra limosa, presenta dimensiones irregulares y discontinuas, provocadas por efectos de Meteorización y erosión. En esta zona se encuentra el material con una textura gravosa.
	Suelo Fósil (paleosuelos)	Este es un de color café claro, el cual se constituye de un suelo con resto de partículas antiguas
	Ceniza Compacta	Este tipo de material es perteneciente al tipo de toba Masaya debido a su procedencia, es de textura fina con un color gris claro, en la cual es posible encontrar pequeñas partículas de rocas, cristal o vidrio volcánico con diámetro menor de 2mm.

2.2.7. Descripción de los sectores seleccionados.

Se procede a presentar algunas de las principales características de los puntos seleccionados.

2.2.7.1. Centro de Rehabilitación CARA

Fue fundado el 25 de mayo de 1977, se encuentra ubicado en la entrada principal de la comunidad Jocote Dulce, y a su vez en la terminal de los buses urbanos 111 y 168, cuenta con un área de 5 manzanas en toda su extensión. Es una organización sin fines de lucros cuyo principal objetivo es brindar bienestar social a través de la recuperación y rehabilitación de personas adictas al alcohol y todo tipo de drogas; esta institución alberga a un total de 60 pacientes y cuenta con un personal administrativo de 10 personas.

El talud tiene una altura máxima de 6 m y una altura mínima de 2.5m, con una longitud de 180 m, esto se presenta a continuación en la figura 2.8.

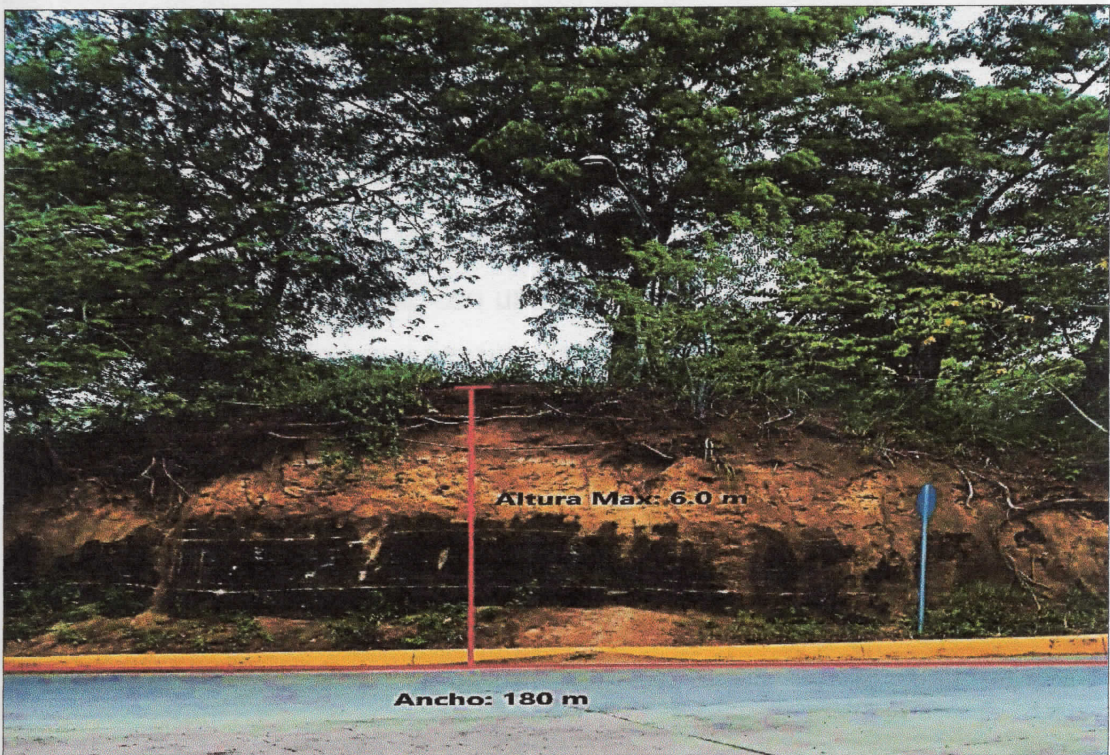


Figura.2.8. Condiciones del talud Centro CARA.



Cabe señalar que este talud cuenta con tres estructuras cercanas a la corona del mismo, estas son:

- ✚ Oficinas: posee un sistema constructivo mixto (madera y mampostería confinada), con dimensiones 14.73m x 4.90m x 3m, a una distancia de 4.15m de la corona, (ver figura 2.9).



Figura 2.9. Distancias de la estructura a la corona del talud Centro CARA-Oficia.

- ✚ Bodega: tiene una dimensión de 8.50m x 9.90m x 3m y un sistema constructivo de mampostería Reforzada, con una separación a la corona del talud de 2m, esta sección presenta micro derrumbes (ver figura 2.10).

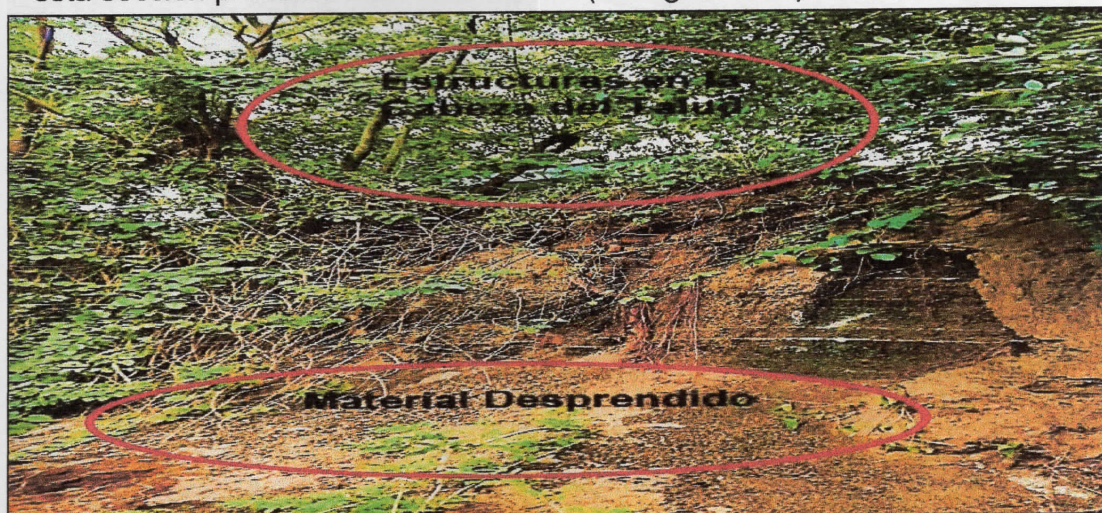


Figura 2.10. Condición del talud Centro CARA-Bodega.



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio



Comedor: es una estructura de mampostería reforzada con dimensiones de 6m x 8m x 3m, con una separación a la corona del talud de 3m.

Es conveniente mencionar que este talud presenta múltiples socavaciones producto de micro-derrumbes que se presentan continuamente, por lo que su geometría no es uniforme; incluso se pueden apreciar zonas donde la vegetación se encuentra muy expuestas, lo cual se puede evidenciar en la figura 2.11 y 2.12.

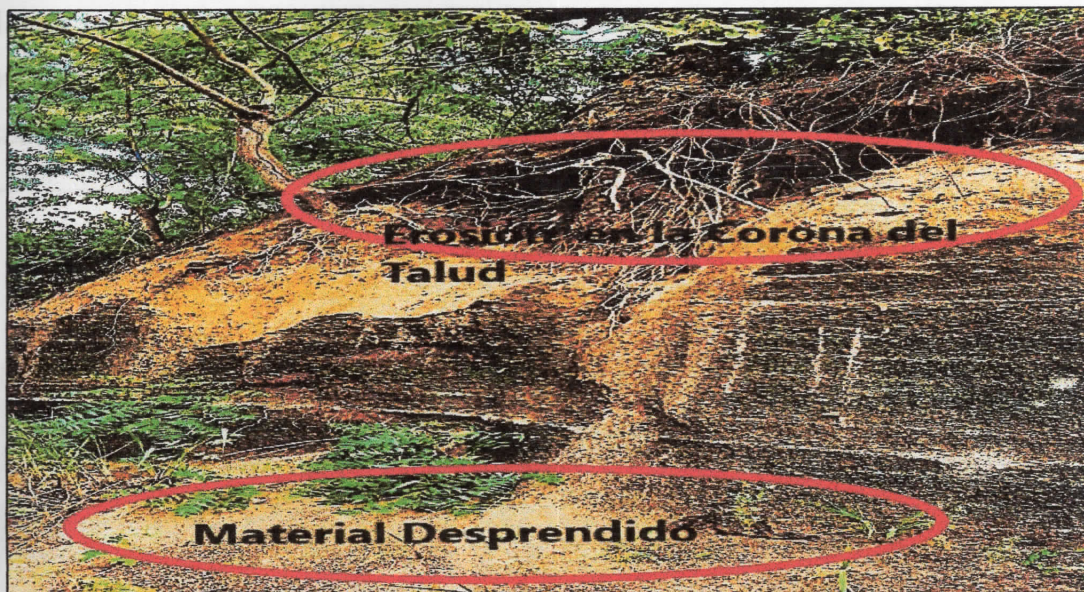


Figura 2.11. Erosión del talud Centro CARA.



Figura 2.12. Caída de Vegetación talud Centro CARA.



2.2.7.2. Cementerio General

Fue fundado en 1938, se ubica en la entrada principal de la Comarca Jocote Dulce en dirección Sureste, contigua a la terminal de los buses urbanos (111 y 168) y a su vez frente al centro de Rehabilitación CARA, cuenta con un área de 1.5 manzanas.

Dentro de las características principales de este sector, es que el terreno presenta un desnivel considerable desde el punto más alto con una altura de 6 m y un ancho de 90 m (Ver Figura 2.13). Además, es posible notar que el talud presenta una erosión considerable, lo cual ha permitido que la vegetación que se localiza en la cabecera quede expuesta presentando riesgo de colapso.

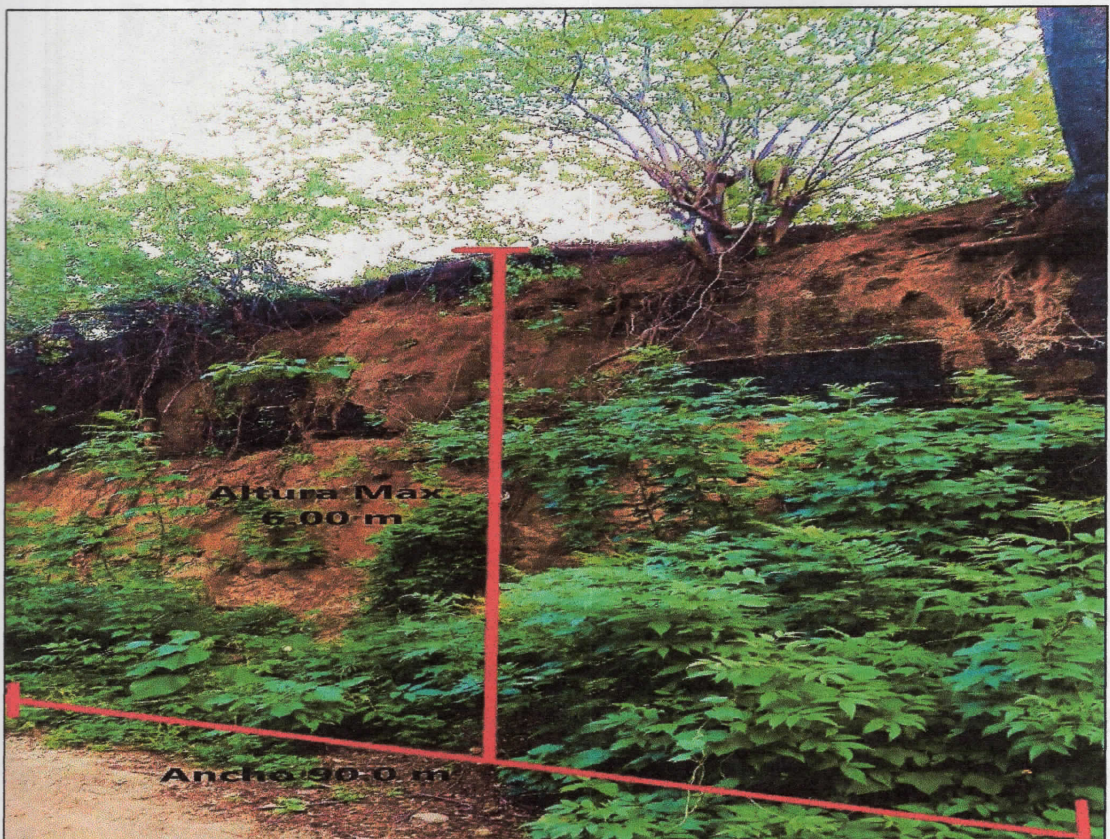


Figura.2.13. Condiciones del talud Cementerio General.

2.2.7.3. Colegio 12 de septiembre

Fundado en el año de 1957, ubicado a 3 km de la entrada de la comunidad sobre la vía principal, cuenta con un área aproximada de 1 manzanas. El centro estudiantil presenta una población de 250 estudiantes en las modalidades de educación inicial,



Capítulo 2. Descripción del Sitio de Estudio



primaria y secundaria, un personal 14 docentes. La infraestructura que presenta es típica de los centros de educación del país, con 5 pabellones seccionados acorde al número de estudiantes, 1 sala de informática, dirección y comedor infantil. El talud presenta una longitud de 70 m y una altura de 4.5, aunque este no es muy alto se toma en consideración debido a la importancia de la estructura adyacente a este (Ver Figura 2.14).



Figura.2.14. Condiciones de talud Colegio 12 de septiembre.

En esta área las dimensiones de las estructuras varían de acuerdo al número de estudiante, tal es el caso del pabellón de pre-escolar el cual presenta dimensiones de 15.30m x 5.73m x 3m y un segundo pabellón con dimensiones de 16.52m x 6.36m x 3m, además de la existencia de servicios sanitarios de dimensiones de 4m x 3m x 3m y estructuras de recreación infantil, (ver figura 2.15).



Figura 2.15. Pabellones cercanos a la corona del talud.



3. MARCO TEÓRICO

3.1. Generalidades de los taludes

La estabilidad se refiere a la seguridad que demanda una masa de suelo contra fallas o movimiento, se asocia a las propiedades del suelo, pendientes y cargas actuantes, por tanto, se puede decir que un talud será estable o inestable dependiendo de los materiales que lo conforman (Fellenius, 1936).

Según Suarez (2011), existen dos tipos principales de taludes; los contruidos por el hombre y ladera naturales. La diferencia entre cada uno radica en la composición del material que lo forma, historia geológica, condiciones dinámicas, clima y la influencia que ha ejercido el hombre sobre ellos.

La permanencia de las laderas se ve afectada primordialmente por un desequilibrio en las fuerzas internas y externas que actúan sobre la superficie del terreno, dicho desequilibrio se origina cuando las fuerzas desestabilizadoras superan a las fuerzas estabilizadora o resistente, esto se debe a una alteración de las fuerzas ya existente o aplicación de nuevas fuerzas externas ya sean estáticas o dinámicas. Esto lleva como consecuencia la creación de diversos mecanismos encargados de originar lo que se conoce como movimientos de masas, derrumbes y deslizamientos así lo describe Vallejos (2002).

Los deslizamientos son movimientos que se produce como consecuencia de un aumento en la resistencia al corte del material, se origina a lo largo de una superficie bien definida o sobre una franja muy estrecha, la velocidad que presentan los movimientos es variables y depende del material que se vea involucrado (Arroyo, Bernal & Sandoval, 2006). En la Figura.3.1 se muestran los elementos que conforman un movimiento en masa.

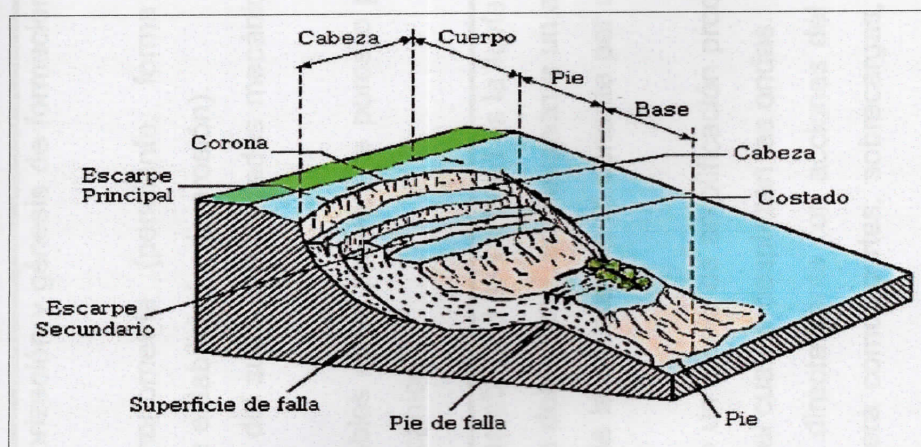


Figura.3.1. Nomenclatura de un deslizamiento, Fuente: Arroyo, Bernal & Sandoval (2006).

3.2. Definición de talud

Es una superficie que no se encuentra completamente en posición horizontal, lo cual puede conllevar a un movimiento de la masa que lo constituye; esto es causado por la acción de la gravedad (Das, 1985). Según Matteis (2003), se pueden distinguir dos tipos de taludes dependiendo del material que lo constituye:

- ✚ *Talud natural*: cuando el talud es de origen natural, sin intervención humana también es conocido como ladera.
- ✚ *Talud artificial*: cuando son construidos por el hombre según sea la génesis de formación, se conocen también como terraplenes.

3.2.1. Estabilidad

Matteis (2003) afirma, que la estabilidad no es más que la seguridad que necesita una masa de suelo para no llegar al colapso. Para alcanzar esta seguridad es conveniente considerar la geometría, pendiente, características intrínsecas del suelo, ángulo de rozamiento interno y cohesión.

De manera general se puede decir que los factores que afectan la estabilidad de un talud se encuentran relacionados con los esfuerzos actuantes y resistente de la zona posible de falla, muy raras veces estos factores llegan a combinarse (López y morales, 2003). En la tabla 3.1. Se describe de manera muy detallada cada uno de los factores que influyen en la estabilidad de una ladera.

Tabla.3.1. Factores de inestabilidad en un talud, modificada de López & Morales (2003)

Factores de inestabilidad		
Factores	Definición	Clasificación
Internos	Se relacionan con el origen y composición del suelo; la presencia de agua provoca un aumento de la presión en la masa de suelo causando una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante en la zona posible de falla.	<p>⚡ Geológico: litología, estructura, meteorización y génesis de formación de los distintos depósitos o materiales.</p> <p>⚡ Geomorfológicos: morfogénesis, morfometría (pendiente, forma de la pendiente), morfodinámica (proceso de estabilidad y de erosión).</p> <p>⚡ Geotécnicos: las propiedades físicas del suelo, propiedades mecánicas, propiedades hidráulicas</p> <p>⚡ Hidrogeológicos, hidrológicos: cambios en la presión de poros o presión hidrostática y comportamiento geo mecánico.</p>
Externos	Se relacionan con los fenómenos ajenos a la naturaleza del talud, como es clima, sismos, factores antrópicos.	<p>⚡ Clima: el principal detonante de la inestabilidad de un talud es la lluvia, ya que provoca un aumento en la saturación del terreno, conllevando a un aumento en el peso volumétrico y reducción de la resistencia al cortante por cambios de presión de poros.</p> <p>⚡ Sismos: las ondas sísmicas originan un efecto de amplificación producto de la topografía y del material a través del cual se desplazan las ondas.</p> <p>⚡ Factores antrópicos: se relacionan directamente con acciones del hombre que afectan la naturaleza de la ladera como: cortes, sobrecargas, tala de árboles, etc.</p>



3.2.2. Efectos de sismos en taludes

(Suarez, 1998) describe que, los sismos son fenómenos naturales originados por fallas geológicas en la corteza terrestre, estos movimientos pueden activar deslizamientos de tierras como consecuencia de un aumento de los esfuerzos cortantes, disminución de la resistencia por efecto de la presión de poros la cual puede ser de hasta un 20% durante la incidencia de un sismo, presentándose efectos de licuación y deformaciones.

Existen dos parámetros que permiten distinguir el tamaño y la fuerza de un sismo, como es la magnitud, que mide la energía liberada y la intensidad que valora los efectos de sitio. La magnitud en combinación con la profundidad del epicentro determina la intensidad del evento por lo cual, a mayor magnitud y menor profundidad, los deslizamientos son más probables y de mayor tamaño, a su vez algunos de los factores mencionados en la tabla 3.1 ayudan a intensificar las aceleraciones producidas por el sismo.

En la tabla 3.2 se describen la relación que tiene la magnitud con los mecanismos de falla en los taludes.

**Tabla.3.2. tipos de deslizamientos en función de la magnitud,
(Suarez, 1998)**

Magnitud del sismo	Tipos de deslizamiento
4.0	Caídas de rocas, deslizamientos de rocas, caídas de suelo y alteraciones de masas de suelo.
4.5	Deslizamiento de traslación, rotación y bloques de suelo
5.0	Flujos de suelo, esparcimientos laterales, deslizamientos subacuáticos.
6.0	Avalanchas de rocas
6.5	Avalanchas de suelo

Otro factor relacionado con los efectos de sismo en los taludes es la topografía, dado que las ondas tienden a amplificarse con la altura, es decir a mayor altura del



talud mayor amplificación. La respuesta que tienen los taludes ante un sismo consiste de tres fases: una onda directa, una onda reflejada y una onda difractada; la aceleración tiende a amplificarse en la cara del talud y la amplificación topográfica varía de 46 y 70 %. Además, ha sido posible notar que en taludes fuertes la respuesta sísmica está relacionada tanto con la altura de la ladera como la longitud de la onda y otro factor de gran relevancia es el ángulo de la pendiente, es decir en taludes con pendientes mayores a 60° se produce un aumento considerable de las amplificaciones, muy contrario a lo que sucede con pendientes menores de 30° en el cual los efectos topográficos son insignificantes.

Factores que afectan las respuestas sísmicas de los taludes.

Abramson (2002) indica que los principales factores que afectan las respuestas sísmicas de los taludes incluyen:

- + La magnitud de las aceleraciones sísmicas, para la producción de ciertos tipos de deslizamientos se requieren de grandes valores de magnitud, de lo cual depende el área que será afectada por el sismo.
- + Duración, de esto depende los efectos que provoque el sismo. La duración es la encargada de los incrementos de la magnitud.
- + Distancia al área epicentral, es claro que al aumentar la distancia los efectos de deslizamientos disminuyen.
- + Dirección principal del sismo, la orientación de los deslizamientos puede tener una tendencia hacia la dirección más fuerte del sismo, la cual es generalmente normal al sentido de la falla que provoca el movimiento sísmico.
- + Formación geológica, esto incluye las características de resistencia dinámica de los materiales que conforman el talud o de la susceptibilidad que estos tengan a deslizamientos co-sísmicos. La ocurrencia de estos deslizamientos depende de la litología, estructura y condiciones de saturación de los suelos o rocas.

(Lin, 2006) describe que el deterioro que los sismos causan a las estructuras del suelo facilita la activación de los deslizamientos posteriores por la lluvia. El sismo



produce agrietamiento que proporciona la infiltración del agua y formación de presión de poros altas en las grietas profundas.

3.3. Mecanismos o fallas más comunes en un talud

Existen muchas clasificaciones que permiten diferenciar los tipos de fallas más comunes que afectan la estabilidad de un talud, estas se distinguen por el contenido de agua, velocidad de movimiento, profundidad y tipo rotura, estado de actividad y tipos de movimientos. Las clasificaciones fueron expuestas por autores como, David Varnes (1978), J.N. Hutchinson (1968), Skempton y Hutchinson (1969), entre otros (INETER & COSUDE, 2005).

3.3.1. Falla

Se define como un fenómeno que permite conocer, caracterizar y clasificar los distintos mecanismos que afectan una masa de suelo inestable, esto permite aplicar técnicas de solución en caso que llegue a presentarse (Das, 1985).

3.3.1.1. Fallas por desprendimientos o caídas

Se origina cuando una masa presenta una separación del talud sobre una superficie de corte, el material del terreno cae rebotando y su movimiento se presenta de forma muy rápida (Pacheco, 2006).

Cuando un talud presenta características particulares como pendientes mayores a 76° , el movimiento se produce generalmente de caída libre (Varnes, 1978).

3.3.1.2. Fallas por vuelco o volteo

Se presenta cuando el material que conforma el talud muestra una rotación; cuyo principal factor desestabilizador es la gravedad y efectos del empuje que ejerce el terreno adyacente o la presencia de agua en cada fractura (Corominas y García Yagüe, 1997).

Se pueden distinguir principalmente dos tipos de mecanismo:

- ✚ **Vuelcos por flexión:** Tienen origen en suelo con características discontinuas, el material se fractura por flexión cuando presenta un movimiento hacia adelante. Este tipo de movimientos se da mayormente en suelos con esquistos, filitas y pizarras.



✚ *Vuelcos de bloques:* se presenta en macizos rocosos con discontinuidades ortogonales, por lo cual la geometría de las columnas se presenta en forma de bloques. El movimiento se exhibe inicialmente en los bloques inferiores, para posteriormente afectar la parte superior del talud (IGME, 1986).

✚ *Vuelco mixto:* en este caso en particular los bloques se ven afectados por un alargamiento debido a la flexión en el pie del talud (IGME, 1986).

3.3.1.3. Fallas por deslizamientos

Son originados por movimientos de materiales térreos en una zona posible de falla, desplazando hacia abajo tanto la masa de suelo como la vegetación existente en la ladera; esto producto de la acción de la gravedad (López y Morales, 2003).

Dentro de los tipos de fallas más comunes en un deslizamiento se tienen:

✚ *Deslizamientos superficiales:*

Presentan una superficie con cambios notables en la pendiente o estructuras del suelo. Su característica principal es su morfología con apariencia de cascara de naranja, con ondulaciones pequeñas, el material afectado es terroso, cubiertas de suelo, depósitos eluviales y coluviales finos, en pendientes iguales o mayores a 20° y con profundidades de hasta dos metros, así lo indica (INETER & COSUDE, 2005).

✚ *Deslizamientos rotacionales o circulares:*

(INETER & COSUDE, 2005) describen que, se producen en suelos, rocas o una combinación de ambos, inicia con movimientos relativamente lentos sobre una superficie con características circulares sobre la cual será desplazado el material. Generalmente se presenta en materiales con particularidades homogéneas, isotrópico y cohesivo. Es un tipo de mecanismo que muy rara vez se desencadena de manera individual, dado que se transforma de forma muy rápida a una combinación con otros mecanismos.

✚ *Deslizamientos traslacionales:*

Según López & Morales (2003), se presentan en superficies de fallas parcialmente planas, con movimientos hacia afuera y hacia abajo del material, sin presentar rotación o volteo. Son deslizamientos leves en suelos con propiedades granulares,



formaciones rocosas como planos de estratificación, junta y zonas alteradas de las rocas.

✚ *Deslizamientos complejos:*

Son desplazamientos que se han venido desarrollando a través de los años y que se presenta de forma combinada con otros mecanismos, presentan un desarrollo muy lento pero sus efectos son letales, puede llegar a cubrir varios kilómetros cuadrados de superficie, involucrando grandes cantidades de metros cúbicos de materiales en movimiento y cientos de metros en profundidad (INETER & COSUDE, 2005).

3.3.1.4. Fallas por derivas o expansiones laterales

El término hace referencia al movimiento de masas terreas que se presenta cuando la pendiente es muy suave, provocando desplazamientos de manera horizontal. Una de las principales causas que producen una expansión lateral es la licuación (CENAPRED, 2001).

Varnes, 1978 indica que; en este tipo de fallas se distingue dos tipos de expansiones laterales como son:

✚ *Fracturación y extensión de material compacto:*

Este tipo de mecanismo es característico de sedimentos arcillosos es decir arcillas blandas, puede iniciarse por un desplazamiento rotacional o por afectaciones sísmicas; lo que conlleva a que el material se convierta casi de manera instantánea en un líquido espeso, que desciende arrastrando los bloques sobre expuesto. Este movimiento es considerado como una variedad de los deslizamientos traslacionales.

✚ *Los movimientos que afectan al conjunto de las formaciones sin que se identifiquen zonas basales de cizalla o flujo plástico:*

Estos suelen afectar a litologías blandas deformables que se encuentran muy debajo del material resistente y espeso, generalmente se producen cuando una capa de arcilla con cierto grado de humedad se satura lateralmente por el peso de las capas superiores.



3.3.1.5. Fallas por coladas o flujos

Según INETER & COSUDE (2005), describe las coladas como una masa de material no cohesivo, que emana con apariencia de un fluido viscoso, cuando este supera su estado líquido, se puede encontrar en materiales muy poco consolidados, fundamentalmente en pelíticas y esquistosas. Es un fenómeno que generalmente se presenta en épocas de lluvias, por depósitos de agua, perturbación hidrológica o por efectos de sacudidas sísmicas.

López y Morales (2003), afirman que estos se clasifican según el material que movilizan como se muestra a continuación:

✚ *Flujo de lodos:*

Son masas de suelos y agua que contiene por lo menos un 50% de arena, limos y partículas arcillosas. Su movimiento se produce pendiente abajo de manera muy rápida.

✚ *Flujo de tierra o suelo:*

Es una masa de suelos y agua con porcentajes muy altos de grava, arena y limos, el movimiento se origina en la parte superior de la pendiente y se desplaza de manera muy rápida hacia la parte más baja.

✚ *Flujos o avalanchas de detritos:*

Se presentan con una combinación de diversos materiales de los cuales se pueden encontrar suelos desprendidos, fragmentos de rocas, vegetación y agua, esto da origen a la formación de una masa con apariencia viscosa.

✚ *Creep o flujo muy lento:*

En este tipo de movimiento no es posible identificar la superficie posible de falla, ya que su desplazamiento se presenta de manera constante, aunque muy lento con materiales de suelos y rocas.

✚ *Lahar:*

Este tipo de movimiento es característico de las zonas volcánicas, es un flujo de suelos y detritos, generados por acciones de lluvia intensas, deshielo o desbordamientos de represas de agua.



3.3.1.6. Fallas superficiales

Arroyo, Bernal & Sandoval (2006), indican que este tipo de fallas afectan directa o indirectamente a los taludes o laderas por medio de esfuerzos cortantes del suelo y la capacidad de carga del terreno de cimentación.

Dentro de las principales fallas superficiales tenemos:

Fallas por licuación:

Se presentan en arcillas y arenas finas poco compactadas, se origina por la pérdida de la resistencia del esfuerzo cortante, por efectos de la presión de poros, elevadas presiones de aguas por efectos de explosiones o sismo.

Fallas por erosión:





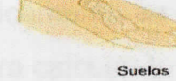





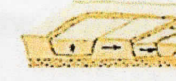

Se presentan en materiales no cohesivos, con características de limos o loess, los cuales son susceptibles a la erosión por el viento y el agua. Se muestra con mayor frecuencia en terraplenes y cortes; es más notorio en taludes con pendientes muy inclinadas.

Fallas por tubificación:

Tienen sus orígenes en la parte interna del talud, se da por el arrastre de las partículas del suelo por efectos de las fuerzas de filtración de flujos de agua, como consecuencia del arrastre de las partículas que crean pequeños canales a través de los cuales el agua circula, adquiriendo mayor velocidad y poder de arrastre. En la tabla 3.3, se presentan de manera gráfica los principales tipos de movimientos.



Tabla 3.3. Movimientos en laderas, Modificada de Vallejos, (2002)

Principales tipo de movimientos		
Deslizamiento rotacionales	 Suelos	 Rocas
Deslizamientos traslacionales	 Suelos	 Rocas
Flujos	 Suelos	 Derrubios
Desprendimientos	 Rocas	 Rocas
Vuelcos	 Rocas	 Suelos
Expansiones laterales	 Suelos	 Bloques rocosos

3.4. Métodos de análisis de estabilidad de talud

En ingeniería geotécnica el análisis de la estabilidad de un talud es un trabajo muy amplio, dada a la gran variedad de métodos existentes, a través de los cuales es posible determinar los diversos esfuerzos cortantes, que se desarrollan a lo largo



de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo (Das, 1985).

Estos métodos se basan en un planteamiento físico-mecánico de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan en un talud. Dentro de estos métodos se pueden destacar el método determinístico (método de equilibrio límite y tenso-deformacional) y métodos probabilísticos así lo describe (Rodríguez & Sanhueza, 2013).

Las principales herramientas disponibles con las que se cuenta, para el análisis de taludes son:

- ✚ Tablas o ábacos: son empleados para determinar de forma rápida y sencilla los factores de seguridad de una gran variedad de condiciones.
- ✚ Análisis Gráficos: históricamente se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes.
- ✚ Cálculos Manuales: la mayoría de los métodos de han desarrollado para cálculos matemáticos manuales o con calculadoras, de acuerdo con fórmulas simplificadas.
- ✚ Hojas de cálculo: algunos autores han desarrollado hojas de cálculos, las cuales pueden ser empleadas para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.
- ✚ Uso de Software: la mayoría de los análisis de efectúan mediante la aplicación de programas comerciales, los cuales permiten estudiar taludes complejos o con cantidades significativas de información, de forma eficiente.

Además, es posible describir que las principales metodologías empleadas en esta etapa son:

3.4.1. Método de equilibrio límite (MEL)

(Castro & Gonzales ,2013) indican que, este método es uno de los más utilizados para estudio de estabilidad de taludes, los cuales a través de los años han demostrado su eficacia y sencillez. Dicho método se basa en las aplicaciones de las leyes estáticas, que permitan determinar el estado de equilibrio en que se



encuentran una masa de tierra inestable. Este método no toma en cuenta las deformaciones del terreno y asume que la resistencia al cortante se moviliza a lo largo de una curva de rotura.

Según Gabino (2005), el método de equilibrio limite presenta las siguientes características:

- Usa la misma definición para el factor de seguridad local.
- Considera como una suposición general que las masas de suelo se comportan como un material perfectamente plástico y mecánicamente rígido, no toma en consideración las deformaciones y tensiones en los campos producto de cargas externas.
- Utiliza la mayor parte de las ecuaciones de equilibrio para determinar el factor de esfuerzos cortantes promedios, tensiones normales a lo largo de la superficie más probable de falla que es requerido para la estimación de la resistencia de cizalla por el criterio de Mohr-Coulomb.

En la tabla 3.4 se muestran algunos de los métodos empleados para el análisis de estabilidad de taludes y sus principales características.

Método	Superficie de falla	Equilibrio
Ordinario	Circulares	Fuerzas
de Fellenius (1927)		
Bishop	Circulares	Momentos
(1955)		

Tabla: 3.4. Métodos de análisis de estabilidad de talud

Métodos	Superficies de falla	de Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (1927)	Circulares	Fuerzas	Es conocido como método de las dovelas, asume una superficie de falla circular, divide el área en tajadas verticales, obtiene fuerzas resultantes y actuantes para cada tajada, posteriormente con la suma de cada fuerza se obtiene el factor de seguridad. No toma en consideración las fuerzas entre dovelas y no satisface el equilibrio entre las fuerzas.
Bishop (1955)	Circulares	Momentos	<p>Es uno de los más utilizados para el cálculo del factor de seguridad, el cual considera un problema de deformación plana en donde la superficie de falla es circular, dividiendo la superficie de falla en una cantidad limitada de dovelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes.</p> <ul style="list-style-type: none"> ⚡ Todas las fuerzas cortantes entre dovelas igual a 0. ⚡ Reduce el número de incógnitas. ⚡ La masa deslizando se divide en n cantidades de rebanadas o fajas verticales. ⚡ Se establece que el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada con respecto al centro del círculo. ⚡ El equilibrio de fuerzas verticales de cada rebanada se obtienen las fuerzas normales a la superficie de rotura. ⚡ La solución es indeterminada; por lo cual se requiere un proceso iterativo

Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla.	Momentos y fuerzas	<p>Puede ser aplicado tanto a superficies circulares como no circulares, permite las especificaciones de las fuerzas entre rebanadas. Considera que las tensiones y las fuerzas varían continuamente en la superficie, resuelve las componentes normales y paralelas a la base para cada elemento formulando ecuaciones de equilibrio de fuerzas generales. Las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado, la inclinación de la fuerza resultante varía entre dovelas de acuerdo a una función arbitraria.</p>
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla.	Momentos y fuerzas	<p>Este método considera que además de las fuerzas normales entre rebanadas hay que considerar las fuerzas de corte. Es determinado mediante la siguiente expresión:</p> $X_i = \lambda \cdot E_i$ <p>Donde X_i hace referencia a la fuerza corte en el contacto, E_i fuerza normal de contacto entre rebanadas, λ es la incógnita del problema.</p> <p>Asume igual la inclinación de las fuerzas laterales entre tajadas, satisface el equilibrio estático asumiendo que las fuerzas resultantes tienen una inclinación constante y desconocida.</p>
Janbu (1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	<p>No toma en consideración las fuerzas entre dovelas, no satisface completamente las condiciones de equilibrio, los factores de seguridad son bajos.</p>



3.4.2. Factor de seguridad

Permite determinar los valores de amenaza por el cual el talud puede llegar a fallar en las condiciones más críticas. (Fellenius en 1922), presentó el factor de seguridad como la relación que existe entre la resistencia al cortante real, cuyo valor es calculado del material que constituye el talud y los esfuerzos de corte crítico que tratan de producir una falla a lo largo de una superficie (Suarez, 1998).

$$F.S = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \quad \text{EC. 3.1}$$

Factor de seguridad donde la superficie es circular y presenta un centro de giro, momento resistente y momento actuante.

$$F.S = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}} \quad \text{EC. 3.2.}$$

3.4.3. Superficie de falla

Según Abramson, lee & Sharma (2002), la superficie de falla es la que presenta las probabilidades más altas de que se produzca un deslizamiento o inestabilidad, además es conveniente considerar todas aquellas zonas en la cuales el factor de seguridad es mayor que la superficie crítica, lo cual permitirá realizar un análisis más adecuado. Una característica principal de los suelos o rocas donde ha ocurrido un deslizamiento es su forma curva, la cual se denomina superficie de falla rotacional.

3.4.4. Método de elementos finitos

Debido a las diversas discrepancias que presentaba los métodos de equilibrio límite, se inició la aplicación de métodos diferentes en los cuales era posible incorporar la relación de tensión -deformación de los diversos tipos de suelos en las laderas.

En el año de 1967 se introdujo el método de elemento finito a la ingeniería geotécnica por Clough y Woodward, con la realización de diversos estudios prácticos fue posible conocer el potencial que presentaba en cuanto al análisis del comportamiento de los diversos problemas en la mecánica de suelos y rocas. Basándose en creencias sobre la determinación del factor de seguridad para el análisis de estabilidad de taludes, en el año de 1969 Kulhawy, realizó la primera aplicación del MEF (Método de Elemento Finito), el uso de este, no se había



desarrollado debido a las distintas dificultades que se tenían en aquel tiempo, como la falta de ordenadores y altos costos de procesamiento (Gabino, 2005).

En el MEF, la masa de suelo es dividida en unidades que se denominan elementos finitos; dichos elementos son conectados a través de nodos. El método es aplicado para formular deformaciones de desplazamiento, cuyos resultados son expresados en forma de esfuerzos hasta los puntos nodales (Suarez, 1998).

Según Gabino (2005), el elemento finito se divide en dos metodologías principales:

✚ Método directo:

Esta clase de método se basa en encontrar la superficie más potencial de falla para posteriormente determinar un factor de seguridad general; la falla simulada es determinada a través de la reducción de los parámetros resistentes y el aumento de carga en el suelo, este método fue planteado por Zienkiewics & Taylor en 1975.

Existe una gran variedad de técnicas que se han propuesto para la aplicación del método directo, las cuales dependen de la precisión simulada a través de los ordenadores en el proceso de análisis de la rotura de la pendiente del suelo. Cuando se tiene mayor precisión sobre el evento de deslizamiento es posible determinar de manera eficaz el cálculo del esfuerzo, el tiempo requerido para el análisis y un control más sofisticado de la exactitud para la solución de la ecuación a través de un sistema no lineal. La simulación en la caída de la pendiente, es realizada mediante una reducción de los parámetros de resistencia del suelo, o un aumento gradual en las cargas externas; por lo cual, el factor de seguridad es determinado en concepto de las cargas aplicadas.

Los parámetros de la resistencia del suelo (secos o saturados) son reducidos o mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$C^* = \frac{c}{M} \quad \text{Ec 3.3}$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad \text{Ec 3.4}$$

Donde :

M= parametro de reducción



C^* =cohesion reducida

C =cohesion

ϕ = angulo de fricción.

Este proceso se da en el analisis sucesivo no lineal de MEF, hasta en la falla del talud cuando el valor de $M=FS$ (Factor De Seguridad Global).Estas tecnicas fueron empleadas por muchos investigadores entre ellos Zienkiewics (1975), Naylor (1982) entre otros.

✚Método Indirecto:

En este método se utiliza inicialmente el análisis de elementos finitos, a través del cual se obtiene la zona que se encuentra sometida a tensión para posteriormente determinar el factor de seguridad general por medio del equilibrio limite; este método fue planteado Brown & King en 1966.

Una de las principales diferencias entre los métodos directos e indirectos es que este último por lo general no necesitan una gran cantidad de esfuerzo computacional, más bien es posible realizar una variación de los parámetros de resistencia del suelo facilitando así, llegar a la falla del talud o en otro caso a una relación de tensión-deformación característico de los modelos lineales. En este método el factor de seguridad global es determinado de la misma forma que en un MEL.

Dicho factor de seguridad global es calculado mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\int_A^B S dl}{\int_A^B \tau dl} \approx \frac{\sum_{i=1}^n [s_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Figura 3.2. Tensiones actuantes sobre la superficie potencial de rotura, Gabino

Donde :

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \sin 2\alpha_i + \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \quad \text{Ec. 3.6}$$

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \sin^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xyi} \sin 2\alpha_i \quad \text{Ec. 3.7}$$



Donde :

S = Esfuerzo resistente de corte.

τ = esfuerzo actuante de corte.

L = longitud.

$\sigma_{yi} - \sigma_{xi}$ = componentes de esfuerzos normales

α = ángulo del punto i , con referencia horizontal

El método de elementos finitos tiene un propósito general, es un método que posee características atractivas para la aplicación de análisis de esfuerzos y movimientos de masas de tierra, así lo plasma Duncan (1996). En la Figura.3.2. se muestran el efecto que tienen los esfuerzos en la superficie de falla del talud. En la Figura .3.3. Se representan los esfuerzos resistentes (función superior) y los esfuerzos actuantes sobre la superficie de falla (función superior).

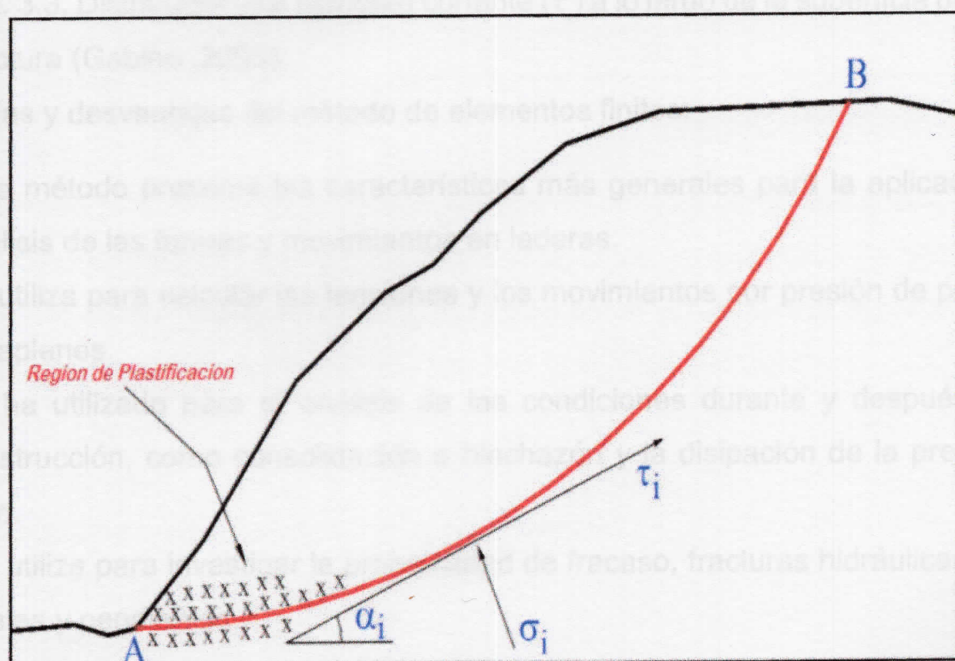


Figura.3.2. Tensiones actuantes sobre la superficie potencial de rotura, Gabino (2005).

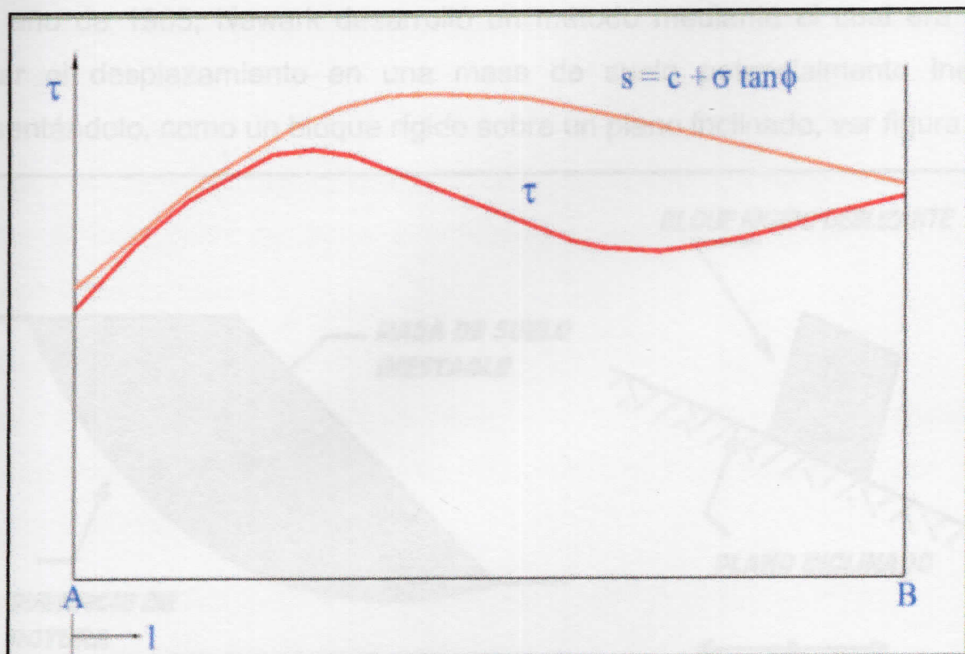


Figura. 3.3. Distribución del esfuerzo cortante (τ) a lo largo de la superficie potencial de fractura (Gabino ,2005).

Ventajas y desventajas del método de elementos finitos:

- ✚ Este método presenta las características más generales para la aplicación del análisis de las formas y movimientos en laderas.
- ✚ Se utiliza para calcular las tensiones y los movimientos por presión de poros en terraplenes.
- ✚ Se ha utilizado para el análisis de las condiciones durante y después de la construcción, como consolidación o hinchazón y la disipación de la presión de poro.
- ✚ Se utiliza para investigar la probabilidad de fracaso, fracturas hidráulicas, fallas locales y pendientes.

3.4.5. Método de Newark (análisis de deformaciones)

Gabino (2005) indica que, los métodos de análisis pseudo-estáticos, así como los métodos de equilibrio límite, pueden proporcionar un valor de factor seguridad que permitirá localizar la superficie potencial de falla en una masa de suelo; las excitaciones producto de efectos sísmicos ponen en riegos el sostenimiento de las laderas.



En el año de 1965, Newark desarrolló un método mediante el cual era posible calcular el desplazamiento en una masa de suelo potencialmente inestable, representándolo, como un bloque rígido sobre un plano inclinado, ver figura.3.4.

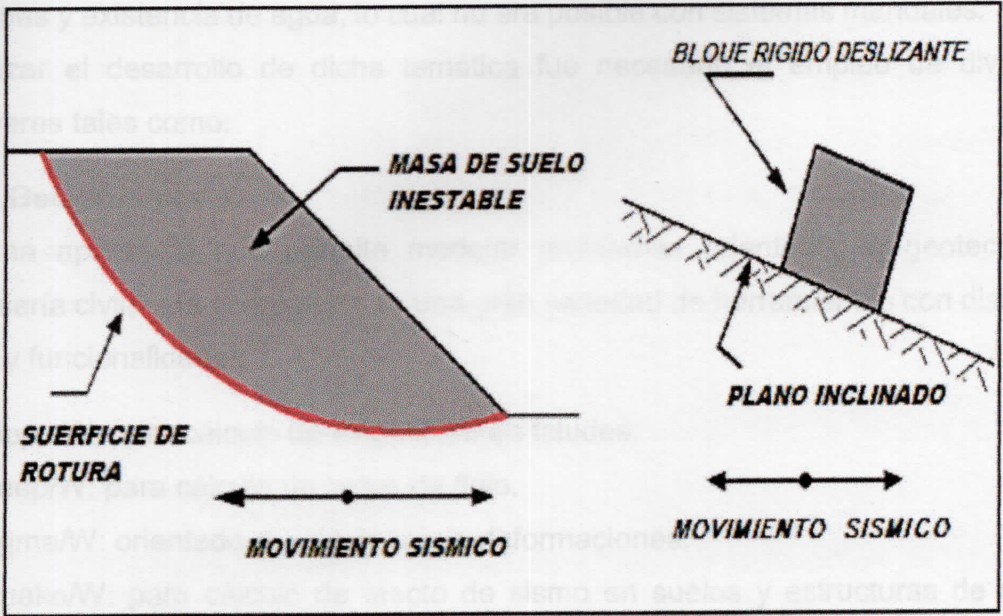


Figura.3.4. Representación de Newark (1965), fuente: Gabino (2005).

Según Rodríguez & García (2008), el método de Newark establece que, dada una ladera con un valor de factor de seguridad estático ya conocido, la aceleración sísmica horizontal mínima necesaria para sobre pasar la resistencia al corte e iniciar un desplazamiento es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$a_c = (FS - 1)g \operatorname{sen}(\alpha) \quad \text{Ec. 3.8}$$

Donde:

a_c = aceleración crítica (unidades g , $1g = 9.8 \text{ m/s}^2$)

G = aceleración de la gravedad

FS = factor de seguridad estático

α = ángulo de inclinación del talud.

La aceleración crítica, es una expresión de la capacidad de la ladera para resistir un estremecimiento y depende de su geometría y de los parámetros de resistencia del material que lo constituye (factor de seguridad). Este parámetro es un indicador de la susceptibilidad que presentan una ladera a inestabilidad.



3.5. Aplicaciones informáticas para análisis de estabilidad de talud

Son muchas las aplicaciones informáticas existentes en el mercado, las cuales son capaces de realizar análisis de estabilidad de taludes, permitiendo simular cargas externas y existencia de agua, lo cual no era posible con sistemas manuales. Para alcanzar el desarrollo de dicha temática fue necesario el empleo de diversos softwares tales como:

3.5.1 Geo-studio:

Es una aplicación que permite modelar problemas orientados a geotecnia e ingeniería civil; está compuesta de una gran variedad de herramientas con distintos usos y funcionalidades:

- ✚ Slope/W: para cálculo de estabilidad de taludes.
- ✚ Seep/W: para cálculo de redes de flujo.
- ✚ sigma/W: orientado al cálculo tenso-deformaciones.
- ✚ Quake/W: para cálculo de efecto de sismo en suelos y estructuras de suelo (presas y terraplenes, etc.)
- ✚ Temp/W: aplicación de la ecuación de calor sobre las estructuras de suelo.
- ✚ Ctran/W: aplicado a fenómenos de contaminación de suelos.
- ✚ Vadose: usado en la modelización de acuíferos.

Un análisis dinámico de la estabilidad de un talud en Geostudio (análisis de elementos finitos), requiere de tres aspectos fundamentales:

- ✚ Discretización de los elementos, hace referencia a la geometría, área y volumen, además de la construcción de malla de elementos finitos.
- ✚ Definición de las propiedades de los materiales, permitirá describir los diferentes tipos de suelos o rocas.
- ✚ Condiciones de frontera, se encarga de dar al problema un marco de referencia.



3.5.1.1 Programa de cómputo SLOPE/W

Es un software especializado para el análisis de estabilidad de taludes que utiliza el equilibrio límite, tiene la habilidad de modelar suelos heterogéneos, estratigrafías complejas y la geometría de la superficie de falla. El análisis se realiza mediante parámetros determinísticos y probabilístico.

El programa SLOPE/W, permite realizar el análisis mediante la aplicación de algunos métodos como: método ordinario o Fellenius, método de Bishop simplificado, Método de Janbu, Método de Spencer, Método de Morgenstern Price, Método Generalizado de Equilibrio Limite y Método de elemento finito (Manual Geostudio).

Dentro de los principales factores que toma en consideración el programa Slope/w se pueden mencionar:

- ✚ Geometría: característica de la estratigrafía y forma de la superficie de falla en la superficie crítica.
- ✚ Resistencia del suelo: describe la resistencia del suelo (C , Φ , γ , entre otros).
- ✚ Esfuerzos externos: sobrecargas, efectos de cargas debido a sismo, entre otros.
- ✚ Refuerzos o interacción del suelo con la estructura: característica de muros, estacas, etc.
- ✚ Presión de poros: condiciones de presión de poro actuantes en la ladera debido a acción del agua.

El software hace consideración del método de equilibrio límite y elementos finitos, mediante los criterios de rotura de Mohr-Coulomb.

3.5.1.2. Programa QUAKE/W

Es un poderoso producto de software de elementos finitos para modelar la licuefacción del terremoto y cargas dinámicas. Quake determina el movimiento de la presión de los poros y el agua que surgen debido a sacudidas de terremotos, explosiones o cargas de impacto repentino.



QUAKE/W modela las tensiones dinámicas que surgen de las sacudidas de un terremoto o las fuerzas puntuales de una explosión o impacto, dicho programa simula el impacto de estas tensiones en la estructura de tierra.

Los registros del historial de tiempos de terremotos pueden ser importados y escalar para un análisis dinámico. Es posible realizar una modificación de las aceleraciones máximas y de la duración para garantizar que los valores empleados en el análisis representen las características del sitio. Las fuerzas sísmicas que son computadas en *QUAKE/W*, pueden ser usadas en *SLOPE* para determinar las aceleraciones de rendimiento y las posibles deformaciones para cada superficie de deslizamiento en la prueba.

QUAKE, presenta la malla de elementos finitos, cuyo movimiento depende del registro sísmico utilizado en dicho análisis, la geometría del modelo, marco de referencia que se le haya asignado, así también las propiedades de los materiales que permita el cálculo de las distribuciones de esfuerzos y exceso en la presión de poros. Las características de los materiales que se utilizan en el análisis de este programa se encuentran relacionados con la rigidez (módulo de corte, módulo de amortiguamiento, módulo de poisson).

El programa permite determinar las condiciones en las cuales los movimientos de las estructuras se relacionan a los diversos tipos de desplazamiento especificados o las condiciones de frontera.

Función de reducción G (G/G Max):

Es el efecto de ablandamiento que sufren los materiales como respuesta a deformaciones producida por esfuerzos de corte cíclico, esta función depende de las presiones efectivas de confinamiento y del índice de plasticidad del material (Urrutia, 2008).

En el programa *QUAKE*, el cálculo de la función de reducción es mediante el procedimiento desarrollado por Ishibashi y Zhang en 1993, el cual es expresado como (G/G Max):



$$\frac{G}{G_{max}} = k(\gamma, PI)(\sigma' m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad \text{Ec.3.9}$$

Dónde:

$\sigma' m$ = Promedio de esfuerzos efectivos

γ = Deformaciones por esfuerzos cortantes cíclico

PI = Índice de plasticidad del material.

$$k(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad \text{Ec.3.10}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad \text{Ec.3.11}$$

✚ Función de amortiguamiento

El suelo aumenta su capacidad de disipar la energía del sismo a medida que está siendo deformado cíclicamente por lo que es necesario una función que permita reflejar dichos efectos (Urrutia, 2008).

QUAKE, estima la función de reducción de amortiguamiento por medio del método derivado o desarrollado por Ishibashi y Zhang en el año de 1993 para el cálculo de G/G_{max} y se calculó con la siguiente expresión:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad \text{Ec.3.12}$$

El factor de reducción y amortiguamiento, están relacionados con las deformaciones de corte, como se muestra en la figura.3.5

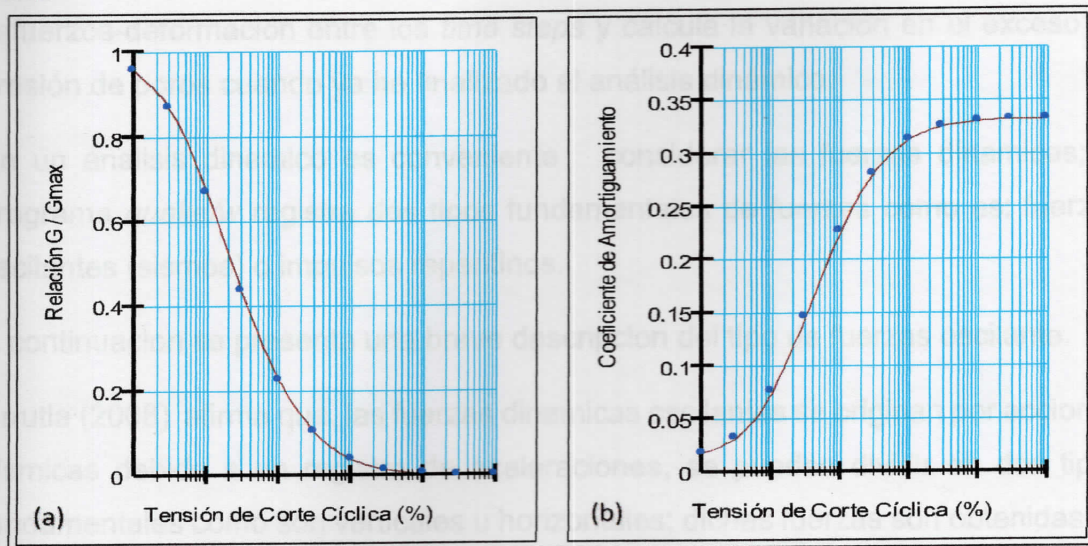


Figura.3.5. (a) Representación de función de reducción. (b) Representación de Amortiguamiento.

3.5.1.2.1. Modelos constitutivos de QUAKE

El programa reconoce dos tipos principales de modelos, que tienen relación con el esfuerzo y deformación: modelo lineal-elástico y modelo lineal -equivalente.

✚ Método lineal-elástico:

Este modelo asume un comportamiento lineal del esfuerzo con respecto a las deformaciones, lo que no resulta muy útil para representar las distintas condiciones de campo, ya que en realidad la relación lineal no existe; pero es una herramienta bastante práctica.

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

Ec.3.13

✚ Método lineal-equivalente:

La rigidez del suelo se modifica en respuestas a las deformaciones computarizadas, por lo cual el programa realiza un análisis con un valor de E o G. Las principales propiedades que se ven afectadas por acciones sísmicas son la relación esfuerzo-deformación y el exceso de presión en los poros, dicho cambio permite conocer el verdadero comportamiento no lineal del suelo (Urrutia, 2008).

El análisis lineal considera ambos cambios a diferencia que el análisis lineal-equivalente (Quake), solamente toma en consideración la variación relacionada con



esfuerzos-deformación entre los *time steps* y calcula la variación en el exceso de presión de poros cuando ya ha finalizado el análisis dinámico.

En un analisis dinamico es conveniente considerar las fuerzas dinamicas; el programa *quake/w* registra dos tipos fundamentales de fuerzas como es: fuerzas oscilantes (sismos) o impulsos repentinos.

A continuacion se presenta una breve descripcion del tipo de fuerzas oscilante.

Urrutia (2008) afirma que, las fuerzas dinamicas oscilantes se originan por acciones sísmicas debido a un registro de aceleraciones, se pueden dividir en dos tipos fundamentales como son verticales u horizontales; dichas fuerzas son obtenidas de una multiplicacion del valor de la masa por aceleracion del sismo.

Otra de las características principales de *quake/w* es la integracion temporal, es decir permite reconocer las leyenda de las aceleraciones, en lo cual se emplean los *time steps* de los cuales es posible obtener las características de los movimientos.

3.5.2. Slide (V 6.005)

Es un software de análisis de estabilidad de taludes en 2D, que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad. Incluye el estudio de aguas subterráneas por elementos finitos en estado estacionario e integra capacidades de análisis de sensibilidad, probabilístico y análisis retrospectivo.

Tiene como ámbito de aplicación obras civiles y minería, permitiendo evaluar un sin número de problemáticas del campo de la geotecnia (terraplenes, presas, taludes en excavación minera, edificaciones, efectos de cargas externas, sismo y eficiencia de elementos de refuerzo).

El programa calcula los factores de seguridad para distintas geometrias ya sean dibujadas o importadas desde algun programa. Realiza un análisis tanto para suelos como para rocas, por lo cual se incluye los criterios de rotura de Mohr-Coulomb, Hoek & Brown generalizado (1995) entre otros; además incorpora funciones de anisotropia y otras variaciones de las que se puede mencionar la sobrecarga, estructura de contención, suelos grampeado y geotextiles.



Posee diversos métodos para análisis de estabilidad de taludes tales como: Fellenius, Bisho simplificado, Jambu generalizado y corregido, Spencer y Morgenstern-price.

Slide posee dos subprogramas:

- ✚ *Slide Compute*: permite determinar el factor de seguridad una vez introducidos todos los datos de entrada.
- ✚ *Slide Interpret*: facilita identificar de manera rápida superficie de falla crítica y el centro de giro.

3.6. Estudios de campo

Son estudios realizados in situ, durante la elaboración de este proyecto se realizó la exploración y muestreo de suelos. Existen diferentes métodos tales como: explotación a cielo abierto, sondeos manuales, ensayo de penetración estándar o SPT y métodos rotativos en rocas. En este estudio se empleó el ensayo de penetración estándar SPT, para el muestreo del suelo de la Comarca Jocote Dulce.

3.6.1. Standard Penetration Test (SPT)

Este ensayo corresponde a los métodos exploratorios directos más ampliamente utilizados en el campo de la geotecnia, a través de estos es posible conocer características importantes del suelo tales como, la estratigrafía y las propiedades del subsuelo.

Este método es considerado como uno de lo que mejores resultados rinde en la práctica, consiste en determinar el número de golpes (N) necesario para hincar el toma muestra partido, a una longitud de 305mm (1pie), mediante un martillo con un peso de 63.5 kg (140 lb) y 762mm (30") de altura. Dicho proceso método fue normalizado en el año de 1958 por la American Society for Testing Materials (ASTM) con la designación D1586.

En los suelos friccionante el ensayo permite conocer la compacidad relativa (Densidad) para cada estrato, mientras tanto en suelos con características cohesivas es posible conocer datos de resistencia a la compresión simple, además es necesario mencionar que con dicho ensayo es posible obtener muestras



alteradas. Con los valores de N , se puede determinar diversos parámetros mediante correlaciones, cargas admisibles de los suelos y asentamientos en suelos granulares (López, 2003).

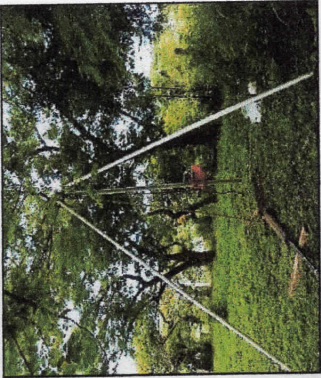

3.6.1.1. Procedimiento de campo del ensayo SPT




En primera instancia se debe armar el equipo y verificar que este se encuentre en posición totalmente vertical, de igual forma él toma-muestra, guías y martillos, posteriormente se efectúan los siguientes procedimientos:

- ✚ Como etapa siguiente, se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que es hincada 15 cm en la capa a reconocer; con el objetivo de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.
- ✚ Se efectúan señales sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de 1 pie (30 cm). A como se mencionó anterior, una masa de 140 lb que es hincada y su altura de caída 30".
- ✚ Finalmente, se procede a abrir la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, para la realización de los ensayos correspondientes como son: Contenido de Humedad, Granulometría, Límites de consistencia y peso específico.
- ✚ Este ensayo debe realizarse para un máximo de 50 golpes, ya que después de este límite en el equipo se puede presentar daños. Cuando se presenta esta situación, se dice que existen un rechazo o sea presencia de suelos muy bueno y rocas.

En tabla.3.5. Se describe el equipo de perforación empleado según lo establecido en la norma ASTM D-1586.

Tabla.3.5. Características del equipo de SPT

Equipo	Descripción	Representación
Trípode de carga	Este aparato permite instalar todos elementos necesarios para efectuar de manera eficaz la actividad de muestreo en suelos.	
Motor	Posee una potencia que facilita elevar el martillo hasta una altura determinada para que posteriormente este golpee la varilla y de esta manera se complete la acción de hincado del tubo partido.	

<p>Martillo</p>	<p>Es una masa sólida con un peso aproximado de 140 lb, dejado caer desde una altura de 30", su función principal es la de transferir a las varillas de muestreo toda la energía de caída.</p>	
<p>Varillas Extensoras</p>	<p>Tiene dos funciones primordiales, son las encargadas de transferir las fuerzas generadas por los golpes del martillo y facilitan la perforación de sondeo. Son varillas de acero con un diámetro exterior de 1 5/8" y un diámetro interior de 1 1/8".</p>	
<p>Toma muestras o tubo partido</p>	<p>Su función principal es recolectar las muestras (alteradas), durante el proceso de perforación; consta de 4 piezas las cuales son desarmables para obtener las muestras que se encuentran en su interior y con un peso aproximado de 16 lb.</p>	



3.6.1.2. Factores de corrección

Los factores que afectan el valor de N, están condicionados por el equipo empleado en la prueba, procedimiento de montaje y operación.

✚ Corrección por el número de golpe.

Son muchas las variables que se consideran para la corrección de los valores de N de las cuales se pueden mencionar: tipo y estado del equipo de perforación, habilidad de los operadores, tipo y estado de la cuchara muestreadora, dimensión y estado del varillaje, forma y tamaño del cabezote, características del martillo, diámetro del malacate, estado y numero de vuelta en el mandril, profundidad y procedimiento de ensayo, energía suministrada en cada golpe, entre otros (Lopez,2003 y Gallardo ,2005).

Esta corrección permite incluir todos los factores que afectan el valor de N en el campo. Browles propuso que un número de golpes de SPT normalizado N corrección, puede ser determinado al corregir N campo (VII Jornada Geotécnica de Colombia).

$$N_{corr} = C_n * N_{cam} * N_1 * N_2 * N_3 * N_4 \quad \text{Ec.3.14}$$

Donde:

N_{corr} = valor de N campo corregido.

C_n = Factor de corrección dado por la sobrecarga efectiva del suelo.

N_1 =Factor de corrección por energía del martillo

N_2 =Factor de corrección por longitud de la varilla

N_3 =Factor de corrección por resistencia interna de la toma-muestra.

N_4 =Factor de corrección por diámetro de penetración.

✚ Factor por corrección por confinamiento (C_n).

La presión de confinamiento en los suelos no cohesivos presenta incidencia en el valor de N, cuando dos suelos sin cohesión presentan iguales valores de densidad, el que presenta la mayor presión de sobrecarga será el que arroje el valor más alto de N, por lo cual se propuso modificar los registros de campo en la superficie del terreno ya que



al no efectuar esta corrección los datos arrojados por el ensayo son mínimos (VII Jornada Geotécnica de Colombia y Delgado, 1999). En la tabla 3.6, se presentan los factores de C_n , para la corrección.

$$N_{corr} = C_n \cdot N_{cam}$$

Ec.5.15

Tabla 3.6. Metodología para corrección del confinamiento del SPT,

Fuente: VII Jornada Geotécnica de Colombia

Autor	Ecuación
Peck	$C_n 0.77 \log \left(\frac{20}{Pa} \right)$
Seed	$C_n = 1 - 1.25 \log(Pa)$
Lioa y Whitman	$C_n = \left(\frac{1}{Pa} \right)^{0.5}$
Meyerhof-Ishira	$C_n = \frac{1.7}{0.7 + Pa}$
Skempton	$C_n = \frac{2}{1 + Pa}$
Seed-Idriss	$C_n = 1 - K \log(Pa)$ $K = 1.41 \text{ para } Pa < 1$ $K = 0.92 \text{ para } Pa \geq 1$
Gonzales	$C_n = \log \left(\frac{10}{Pa} \right)$
Schmertmann	$C_n = \log \left(\frac{32.5}{10.2 + 20.3 Pa} \right)$

Nota: Los valores de $C_n \leq 2$, por lo cual, para efectos del presente trabajo, se aplicará la fórmula que cumpla con lo establecido anteriormente.

$$Pa = \frac{\gamma h}{P_{atm}}$$

Ec.3.16

P_a = Presión de confinamiento

γ = Peso específico del suelo



h = Profundidad de análisis

P_{atm} = presión atmosférica

✚ Corrección por energía (n_1)

Las diferentes variaciones en la operación de liberación de energía del martillo al momento de efectuar el hincado de toma muestra, da paso a la pérdida de energía teórica la cual ha de ser aplicada en forma de caída libre, lo que indica que a la toma-muestra solamente le llega un porcentaje de esa energía. Por tanto, es recomendable realizar este tipo de correcciones para los diversos valores de N ; las correcciones de energía serán aplicadas de acuerdo al equipo empleado y el país. En la tabla 3.7 se muestran algunos valores típicos de n_1 .

Tabla: 3.7. Eficiencia promedio y corrección para energía, Fuente: VII Jornada Geotécnica de Colombia

País	Martillo de golpeo		factor multiplicador
	Tipo	Accionamiento	
Japón	Anular	Caída Libre	1.30
	Anular	Cuerda con polea especial tirada a mano	1.12
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda con polea tirada a mano	1.00
	Anular	Cuerda con polea a mano	0.75
Europa	Anular	Caída libre	1.00
China	Anular	Caída Libre	1.00
	Anular	Cuerda con polea a mano	0.83
Colombia	Anular	Polea-soga	0.75



✚ Corrección por longitud de barra (n_2).

Cuando la barra de perforación presenta una longitud menor a 3m, esta muestra una regresión en la misma; lo cual da paso a una pérdida o reducción de la energía que tiene que ser transmitida a la toma muestra para alcanzar la penetración. Dicho efecto origina un aumento en la resistencia a la penetración, dado esto se tiene que efectuar la corrección por longitud de la varilla. En la tabla 3.8 se presentan los valores n_2 , para algunas varillas.

Tabla.3.8. correcciones por longitud de barras, Delgado (1999)

Longitud (m)	Valores de n_2
>10	1
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

✚ Correcciones por toma-muestra (n_3).

El toma-muestra presenta un diámetro interno de 35mm equivalente a $1\frac{1}{8}"$, considerando el tubo porta- muestra, según lo establecido en las normativas ASTM. En caso de no considerar el porta-muestra (PVC) dicho diámetro ha de ser de 38mm equivalente a $1\frac{1}{2}"$. En este caso particular la fricción entre suelo y la pared tiende a disminuir es por ello, que se efectúa este tipo de corrección (Delgado 1999 y López 2003). Ver tabla 3.9

Tabla.3.9. correcciones por toma-muestra, Fuente: Delgado (1999)

tipo	Valores de n_3
Sin revestimiento	1
Con revestimiento	-
Arena densa, arcilla	0.80
Arena suelta	0.90



Correcciones por diámetro de perforación (n_4).

La presión de confinamiento que ofrece el suelo alrededor de la perforación, produce una reducción en la resistencia del suelo a la penetración, si el ensayo se realiza con perforaciones de diámetros muy amplios se pierde el confinamiento, generalmente los diámetros de perforación son de aproximadamente 6.35 cm (Delgado 1999 y López 2003). En la tabla 3.10, se muestran los valores de corrección para diámetros de perforación.

Tabla 3.10. Corrección por diámetro, Fuente: Delgado (1999)

Diámetro de perforación (mm)	N_4
60-120	1
150	1.05
200	1.15

Nota: los factores de n_2 , n_3 , n_4 , por lo general son tomadas a criterios de los especialistas de suelos para llevar acabo la interpretación y análisis de los datos de campos para la obtención de los valores de N , ya que en algunos casos los valores tienden a ser demasiado altos, por lo cual muchas veces se considera tomar directamente (1), para todos los factores.

Al encontrar nivel freático en la zona donde se efectúa el ensayo de SPT, los valores de N , tienen que ser corregidos y serán determinados mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$N_{corr} = 15 + 0.5(N_{cam} - 15)$$

Ec.3.17

N_{corr} = valores de N corregidos en presencia de nivel freático.



3.6.1.3. Correlación entre el valor de N del ensayo Spt y las velocidades de onda de corte

El valor de N de la prueba de penetración estándar, se ha correlacionado con propiedades de los suelos de granos gruesos, como por ejemplo la densidad relativa o el ángulo de fricción interna, además se puede decir que es posible obtener datos de velocidades de onda de corte mediante dichos valores.

Las velocidades de ondas de cortes permiten identificar las propiedades dinámicas de los suelos.

A pesar de la importancia de las mediciones de onda de corte, en muchas ocasiones no es posible la realización de dichos ensayos, por tanto, se recurre a correlaciones que se han desarrollado en diferentes países. La determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte es de gran beneficio en geotecnia, ya que éstas permiten determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G), deducir densidad en campo, estimar el estado de esfuerzo, cementación natural, evaluación de alteraciones de muestras (Alfaro, 2007). En la tabla 3.11 se muestran algunas ecuaciones empíricas para determinar los valores de Vs de acuerdo a diferentes autores.

Tabla.3.11. Correlaciones Empíricas entre Vs & N de SPT, modificada de (Alfaro, 2007)

Investigadores	Ecuación	Observación
Imai & Yoshimura (1970)	$V_s = 76N^{0.33}$	-
Ohba & Toriumi (1970)	$V_s = 84N^{0.31}$	-
Ohta & Goto (1977)	$V_s = 85.34N^{0.384}$	Para todo tipo de suelo
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80N^{1/3}$	Para arenas
	$V_s = 80N^{1/3}$	Para Arcilla



A como se mencionó anteriormente, a través de las velocidades de onda de corte es posible determinar módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo (G_{max}), mediante la aplicación de la expresión siguiente:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad \text{Ec.3.18}$$

Donde:

ρ = Densidad del Suelo.

V_s = Velocidad de onda de corte.

Además, el reglamento nacional de la construcción (RNC-07), establece ciertos rangos de velocidades de onda de corte de acuerdo al tipo de suelo, esto se muestra en la tabla. 3.12.

Tabla.3.12. V_s en función del tipo de suelo, Fuente: RNC-07

Tipo	Características del suelo	V_s (m/s)
I	Afloramiento rocoso	$V_s > 750$ m/s
II	Suelos firmes	$360 < V_s \leq 750$ m/s
III	Suelos moderadamente blandos	$180 \leq V_s \leq 360$ m/s
IV	Suelos muy blandos	$V_s < 180$ m/s

3.6.1.4. Compacidad Relativa

Según crespos (2004), en los suelos que se encuentran formados por partículas gruesas, como es el caso de las gravas y arenas; es muy significativo conocer su estado de compacidad, el cual es conocido como compacidad relativa y generalmente se expresa en porcentajes. En los suelos con características granulares indica el grado de densidad en el cual se encuentra el suelo en estado natural, es determinado mediante la relación del máximo incremento en su relación de vacíos.

En el área de geotecnia, la compacidad tiene un papel fundamental ya que es posible determinar algunos parámetros del suelo tales como, el ángulo de fricción



interna, resistencia a la penetración (mediante el N, de ensayo SPT), además es posible mencionar que con el empleo de diversas fórmulas pueden obtenerse valores de asentamientos para estructuras fundadas en suelos granulares (Crespo 1999 & Peck 1991). En la siguiente tabla 3.13 se presentan algunos valores de compacidad relativa para arenas:

Tabla 3.13. Relación de N de ensayo SPT, compacidad relativa y ángulo de fricción interna en arenas, Fuente: EM-1110-1-1905 (1992)

Arenas			
N	Compacidad Relativa Cr (%)	Densidad Relativa	ϕ : ángulo de fricción interna
0-3	0-15	Muy suelta	28
3-8	15-35	Suelta	28-30
8-25	35-65	Media	30-36
25-42	65-85	Densa	36-41
42-58	85-100	Muy densa	> 50

3.6.3. Distribuciones de presiones en suelos

Según EM-1110-1-1905 (1992), la compacidad relativa puede ser determinada, mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$C_r = 100 \left(\frac{N_{60}}{60} \right)^{0.5} \quad \text{Ec.3.19}$$

Donde:

N_{60} =número de golpes con una energía liberada del 60% de la energía teórica.

3.6.1.5. Angulo de Fricción Interna

Para los suelos no cohesivos, el ángulo de fricción interna es determinado mediante los resultados obtenidos del ensayo SPT, de acuerdo con las correlaciones planteadas por Peck, Hanson y Thornburn, mediante la siguiente ecuación:

$$\phi = 27 + 0.3 \cdot N_{\text{corr}} \quad \text{Ec.3.20.}$$



Donde:

N_{cor} =número de golpes corregidos.

Φ = ángulo de fricción interna

3.6.2. Cargas en el Talud

Para el análisis de cargas inducidas en el talud, se utiliza como base fundamental el reglamento nacional de la construcción; en el cual se disponen las cargas producidas por los elementos que componen las estructuras (carga muerta) y las cargas de servicio (carga viva), a partir de estas se pueden obtener las cargas mayoradas las cuales se calculan usando la expresión:

$$P=1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

EC.3.21.

Donde

P: carga total de la estructura.

CM: carga muerta

CV: carga viva.

3.6.3. Distribuciones de presiones en suelos

Crespo (2004) plasma, que un material es elástico cuando sigue la ley de Hooke, en la cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Se considera al suelo como un sólido elástico con características homogéneas e isotrópicas que se extiende en todas direcciones; con la aplicación de una carga se puede determinar la distribución de presión en su interior.

Uno de los casos más sencillos de la aplicación de distribuciones de presiones es unas cargas concentradas, verticales, para este caso Boussinesq (1865) propuso la expresión 3.22, en la cual interesa la presión vertical (σ_z) en un plano horizontal a una profundidad z y a una distancia radial.

$$\sigma_z = Kb \frac{P}{z^2}$$

Ec.3.22

$$Kb = \frac{0.478}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

Ec.3.23



En la expresión anterior no se considera las constantes de elasticidad del suelo, por tanto, puede ser aplicado a materiales de distintas naturalezas.

En el caso de superficies rectangulares se aplica la expresión de Fadun (1939), el cual mediante la integración de la ecuación de Boussinesq planteo el punto de análisis a una profundidad z debajo de una de las esquinas. Dicha ecuación es la siguiente:

$$\sigma = I \cdot q \quad \text{Ec.3.24}$$

3.6.4. Pruebas de laboratorio

Estas pruebas permiten conocer las propiedades índices y características mecánicas del suelo según las normativas ASTM. En dicho reglamento se define la metodología a emplear para la determinación de las propiedades índices del suelo y posteriormente el empleo de los métodos de clasificación como son, SUCS (sistema unificado de clasificación de los suelos) para obras verticales y HRB (Highway Research Board) para obras horizontales.

Según Das (2001), para clasificar apropiadamente un suelo utilizando este sistema, se debe conocer el porcentaje de gravas, arenas, limos y arcillas, coeficientes de uniformidad y curvatura, también el límite líquido e índice de plasticidad. Los primeros cinco datos se obtienen a partir de un análisis granulométrico.

3.6.4.1. Propiedades índices

Estas propiedades son determinadas mediante ensayos de laboratorios los cuales pueden ser efectuados con muestras alteradas o inalteradas y se expresan numéricamente por determinados coeficientes. Los ensayos geotécnicos se realizan siguiendo la metodología que establece las normas ASTM. Dichas pruebas se detallan en la tabla 3.14:



Tabla 3.14. Propiedades del suelo

Tipo de ensayo	Normativa	Ecuación
Análisis granulométrico de los suelos.	ASTM-D 421	$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$
-Coeficiente de curvatura		$Cu = \frac{D_0}{D_{10}}$
-Coeficiente de uniformidad		
contenido de humedad	ASTM-D 2216	$W = \frac{\text{peso del agua contenida}}{\text{peso seco}}$ $W = \frac{W_h - W_s}{W_s} * 100$
Determinación de límites de Atterberg de los suelos.	ASTM-D 4318	$Lc = \frac{W_m - W_s(V_1 - V_2)\gamma W}{W_s} * 100$ <p>-Índice de plasticidad (Ip)</p> $Ip = LI - Lp$
Gravedad Especifica	ASTM-D 854-58	$G_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fs_w}}$
Clasificación SUCS	ASTM-D 2487	-

3.7. Alternativas para estabilización de taludes

Los deslizamientos en los taludes, es uno de los fenómenos que mayores daños causan tanto en pérdidas de vidas humanas como económicas, por tanto, es conveniente buscar alternativas que ayuden a reducir los perjuicios que estos ocasionan. Existen diversos métodos que permiten atenuar el riesgo de deslizamiento o caídas de materiales en taludes, cada técnica es aplicada considerando la geometría, tipo y condiciones de los materiales que conforman el talud, (Arroyo & Sandoval, 2006).

3.7.1. Clasificación de alternativas para estabilización de taludes

Cada una de las alternativas que serán descritas, fueron agrupadas considerando su funcionalidad y método de aplicación; cabe mencionar que algunas de estas técnicas efectúan más de una función.



3.7.1.1. Reducción de Fuerzas actuantes

Con este procedimiento se pretende alcanzar un equilibrio en la masa del talud, reduciendo las fuerzas desestabilizadoras que producen el movimiento. En este tipo de sistema de remediación se pueden encontrar métodos específicos:

3.7.1.1.1. Modificación de la geometría talud

Atraves de este procedimiento, se logra hacer una redistribución de las fuerzas debido al peso de los materiales, obteniéndose una configuración más estable. Dentro de este tipo de sistema se tienen:

Abatimiento o cambio de la pendiente.

El abatimiento o disminución de la pendiente, es uno de los métodos más empleados para mejorar la estabilidad y en ocasiones es la primera opción a considerar. Este tipo de procedimiento puede brindar excelentes resultados en deslizamientos rotacionales contrario a los deslizamientos traslacionales que presenta efectos negativos. La disminución de la pendiente reduce las fuerzas actuantes y adicionalmente el círculo de falla tiende a alargarse e incrementar su profundidad aumentando de esta manera el factor de seguridad (Suarez, 2009).

El abatimiento de las pendientes del talud, puede ser aplicado a taludes de corte como de relleno, funciona tanto para materiales sueltos como rocosos, aunque sus resultados son más efectivos en suelos friccionante. Su uso no se recomienda para taludes de gran altura debido a los altos costo que implican (Arroyo & Sandoval, 2006).

Remoción del material en la cabecera.

El descargue o remoción de una cantidad determinada de material, puede resultar en un equilibrio de las fuerzas que tiende a mejorar la estabilidad del talud. Se considera que en la práctica es muy útil en fallas activas y muy efectivo en la mitigación de deslizamientos rotacionales (Suarez, 2009).

(Arroyo & Sandoval, 2006) indican, que la cantidad de material y el equipo que se requiere depende del tamaño y de las características de los movimientos, así como



también de la geotecnia del sitio. El proceso de corte depende de la cantidad de material a ser removido el cual es determinado mediante un estudio de estabilidad y un factor de seguridad.

Escalonomiento del talud.

Consiste en la creación de descansos planos en las zonas medias de los taludes denominadas bermas; esta es una masa de suelos cortada o compactada en el exterior del talud. La función principal de una berma es estabilizar el talud en base a su propio peso, además que ayudan a contener los bloques que son desprendidos y roturas locales, para instalaciones de drenajes, acceso a obras de saneamiento y control del talud (Arroyo & Sandoval, 2006).

Las bermas tienden a disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica del talud, para la generación de momentos desestabilizadores, de esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y largo aumentando el factor de seguridad. Para el diseño y creación de las bermas se tiene que considerar algunos criterios como, formación geológica, meteorización, microestructura y estructura geológica, mineras de arcilla, nivel freático y comportamiento hidrológico, sismicidad, factores antrópicos, elementos en riesgo.

Contra pesos o contra fuertes en el pie del talud.

Es una técnica para contrarrestar las fuerzas actuantes, consiste en la colocación de un peso de gran magnitud en la parte más baja del talud o del deslizamiento. Al colocar una carga adicional en la base de un deslizamiento de tipo rotacional, se generan fuerzas de fricción y un momento resistente en dirección contrario al movimiento, lo cual produce un aumento en el factor de seguridad. El efecto de un contrapeso es hacer que el círculo crítico de la parte inferior del talud se haga más largo (Suarez, 2009).



3.7.1.1.2. Drenaje.

Tiene como finalidad eliminar o disminuir la cantidad el agua presente en el talud, por consiguiente las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en la superficie de rotura y grietas de tracción, se considera como una de las medidas más prácticas ya que el agua es el principal agente desestabilizador en los taludes, la cual origina un aumento en el peso del material inestable, elevación del nivel freático, presiones intersticiales, empujes hidrostáticos, reblandecimiento del terreno, erosión ,etc. (Arroyo & Sandoval, 2006). Se procede a describir el sistema de drenajes para taludes:

✚ *Drenaje superficial.*

Son colocados en lugares donde no afecten la estabilidad del talud, son diseñados para evitar la acumulación de agua en la zona de la cabecera, en las bermas, para evitar la acumulación de agua en tiempo de lluvia. Las principales obras de drenaje superficial son, cunetas contra cunetas y cajas.

✚ *Drenaje subterráneo o sub-drenaje.*

Se proyecta para controlar la presencia de humedad en la superficie y de los diversos elementos del talud. Este sistema permite desviar corrientes subterráneas, hacer descender el nivel freático, sanear las capas del talud, del material y basura.

3.7.1.1.3. Protección de la superficie o revestimiento de taludes

Sirve como medida de prevención y protección por erosión (escorrentías, infiltración, velocidad de escurrimiento, impacto de la lluvia), resguarda las zonas críticas, disminuye la infiltración y ayuda al mantenimiento del suelo en condiciones de humedades. Este tipo de estructuras son aplicadas a taludes considerados geotécnicamente como estables.

Las estructuras de revestimiento en los taludes pueden ser de concreto lanzado, cemento o mampostería cuando las pendientes de estos son mayores de 45°. Además pueden ser utilizados como medida de protección, Geo sintéticos (evitan que el agua y el viento produzcan erosión en el suelo), Biomantas (sirve de



protección y abono para las especies vegetales en el talud), Geo mantas (aplicada en taludes de suelos finos sin cohesión e inclinación suave, su función es la de confinar las partículas del suelos), concreto lanzado (su función es revertir la superficie del talud para proteger de la erosión causada por flujos de agua), capas vegetales (evita el impacto directo de las gotas de agua, reducción del flujo superficial, evita el secamiento superficial del suelo y evita el arrastre de material).

3.7.2.1. Incremento de Fuerzas Resistentes

3.7.2.1.1. Estructuras de Retención

Tienen como función primordial la colocación de fuerza adicionales que resistan el movimiento, el objetivo es colocar fuerzas externas que aumenten la resistencia, pero sin disminuir las actuantes. Las estructuras de contención pueden ser masivas, en las cuales el peso de las estructuras es un factor muy importante o pueden ser estructuras ancladas, donde las fuerzas son transmitidas al suelo por medio de cables o varillas de acero (Suarez, 2009).

(Arroyo & Sandoval, 2006) indican que, los muros son construidos generalmente en terraplenes, así mismo al pie de cortes en carreteras. Una de las ventajas principales de este sistema, es la utilización de poco espacio para su creación, por tanto, el uso de este es más común en aquellos lugares donde no se dispone de suficiente área de trabajo.

Existen varios tipos de estructuras de retención en función de la forma de transmitir las cargas; los cuales pueden clasificarse en muros rígidos y muros flexibles.

Muros Rígidos.

No permiten deformaciones importantes sin romperse; se apoyan sobre suelo un adecuado para transmitir las fuerzas desde sus cimentaciones hacia el cuerpo del muro, de esta manera generar fuerzas de contención (Suarez, 2009). En la tabla 3.15 se describe las principales características de este tipo de estructura.



Tabla.3.15. ventajas y desventajas de muros rígidos, (Suarez, 1998)

Muros	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto reforzado puede emplearse en alturas superiores a diez metros, previo a su diseño estructural y estabilidad.	Requiere de un muy buen suelo de cimentación. Son antieconómicos en grandes alturas, requiere de formaletas especiales, su poco peso lo hace inefectivo en muchos casos de estabilización.
Concreto simple	Muy sencillos en su construcción y mantenimiento, su forma puede ser variable dependiendo del uso que se requiere, además se pueden colocar enchapes para su apariencia exterior.	Requiere de muy buenas fundaciones, no permite deformaciones, necesita grandes cantidades de concreto y un tiempo de curado. Son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo	Tiene similitud con los de concreto simple, utiliza bloques o cantos de rocas como material embebido, disminuyendo así los volúmenes de concreto.	En este tipo de muro los bloques y las rocas no pueden soportar grandes esfuerzos de flexiones.

➤ Muros Flexibles.

Son estructuras dúctiles que tienen la facilidad de adaptarse a los movimientos; su efectividad está en dependencia de su propio peso y de la capacidad de soportar deformaciones sin que la estructura llegue a fallar (Arroyo & Sandoval, 2006). Se describe las principales características de este tipo de estructura, ver tabla 3.16.



Tabla.3.16. Ventajas y desventajas de muros flexibles, (Suarez, 1998)

Muros	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil atenuante de las presiones de agua, son capaces de soportar movimientos sin perder su eficiencia, su construcción es sencilla y rápida.	La malla de acero galvanizado se corroe fácilmente en ambientes ácidos, en los suelos residuales requiere de cantos o bloques rocas, que en ocasiones no están disponibles. Los amarres en la malla y las unidades no tienen un buen control de calidad.
Criba	Muy sencillos en su construcción y mantenimiento, utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen, utiliza elementos prefabricados los cuales permiten mejor control de calidad.	Requiere de material granular, auto drenante, puede ser costoso en la construcción de un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas mayores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir, además que permite el reciclaje de elementos ya utilizados.	No existen elementos confiables para su diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra o pedraplen	Fáciles de construir y económico cuando se tienen piedras disponibles.	Requiere de la utilización de bloques o cantos de gran tamaño.

Estructuras Ancladas.

En este tipo de estructura se colocan varillas o tensores que pueden ser de acero en perforaciones con taladros y posteriormente se inyectan con cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para la colocación de cargas sobre un bulbo cementado o cementados sin colocación de cargas activas. Los anclajes pueden



clasificarse en función de su vida útil (Anclajes temporales y permanentes), por su función (Anclas activas o de tensión y Anclas pasivas o de flexión), según presión de Inyección (Anclas de alta presión, baja presión con bulbo recto y de inyección posterior)

3.7.2.2. Incremento de Resistencia Interna

3.7.2.2.1. Tierra armada

Es la combinación de elementos armados prefabricados o geotextiles, suelo compactado y refuerzos con geomallas. Se basa en el principio general de la fricción entre el suelo y los elementos de refuerzo; dado que las fuerzas de tensión se transmiten a cada refuerzo por medio de la fricción producida en la interfaz (Arroyo & Sandoval, 2006). Este tipo de sistema se divide en:

- ✚ Tierra armada de elementos prefabricados de concreto.

- ✚ Tierra armada con geotextiles

3.7.2.2.2. Inyecciones

Consiste en introducir un agente cementante u otro suelo con diferentes características de las que presenta el talud a ser estabilizados, esto con el fin de aumentar su resistencia a las deformaciones, disminuir su permeabilidad, control de erosión y cambios de pendiente. La estabilización se puede llevar a cabo por medios mecánicos cuando se mezclan dos suelos con diferentes propiedades para obtener las características deseadas (granulometría, plasticidad, permeabilidad) y químicos cuando se introducen agentes artificiales con los cuales se logra alcanzar un mayor grado de estabilidad (cemento, cal, escoria granulada, yeso, cenizas volantes, ligantes hidrocarbonados, cloruro sódico y cloruro cálcico) así lo describe (Arroyo & Sandoval, 2006)



4. DISEÑO METODOLOGICO

En las investigaciones enfocadas al estudio de la estabilidad de un talud o ladera es necesario obtener toda la información correspondiente a características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales, que permitan analizar los problemas que se presentan. A fin de lograr los objetivos propuestos en el capítulo 1 se planteó las siguientes etapas de estudio:

4.1. Recopilación de la información, exploración y evaluación de los puntos susceptibles

4.1.1. Etapa 1:

En esta etapa se recopiló y seleccionó toda la documentación existente concerniente a características y datos de la comarca Jocote Dulce, métodos de análisis de estabilidad de taludes, software, normativas para cada uno de los estudios descritos, técnicas de solución contra deslizamiento. Toda la documentación sirvió como base principal para la adecuada organización del trabajo de campo y laboratorio.

En la parte exploratoria, se procedió a visualizar y evaluar datos como: condiciones del talud en la comarca, altura y presencia de estructuras aledañas al talud, con el fin de obtener los puntos de mayor vulnerabilidad. De igual manera se realizó el análisis de las estructuras tomando en cuenta los materiales y los servicios que estos ofrecen; logrando así obtener las cargas inducidas en el talud, haciendo énfasis a las normas establecidas en el RNC-07.

Los puntos seleccionados corresponden a, centro de rehabilitación CARA se consideraron tres perfiles, cada uno con alturas que varía de 4.5-6.0m y una sección transversal de 10m, cada uno de ellos con una carga correspondiente al peso generado por la estructura presente. Un segundo punto correspondiente a Cementerio en el cual solamente se presentaban cargas por vegetación y las correspondientes a las sepulturas, en el cual el análisis se efectuó para un radio aproximado de 5m ya que este presenta una inclinación suave que se oponía a la sección de análisis.



El tercer punto corresponde a colegio 12 de septiembre, en el cual se tomaron los mismos criterios que en el centro CARA y el cementerio, siendo estos solo dos cuyas secciones transversales corresponden a 10m y las alturas entre los 3-4.5m.

4.2. Recolección de muestras

4.2.1. Etapa 2:

En esta etapa se efectuó la extracción de muestras en forma manual en cada talud, de la comunidad Jocote Dulce, con el propósito de conocer las características geológicas y sondeos a percusión (ensayo SPT) para caracterizaciones geotécnicas de la zona.

4.3. Análisis de laboratorio

4.3.1. Etapa 3:

Las muestras recolectadas del trabajo de campo fueron sometidas a un análisis, posteriormente fueron caracterizadas siguiendo los procedimientos establecidos en las normativas ASTM, mediante la ejecución de los ensayos que serán descritos en la tabla siguiente:

Propiedad	Equipo	
Contenido de humedad ASTM D-2216	4. Tara	4. Identificación
	4. Horno	4. Peso de muestra
	4. Balanza	4. Colocación de muestra
		4. Peso de muestra
Gravedad específica ASTM D-154	4. Tara	4. Tamizado de muestra
	4. Tornillo # 40	4. Peso de 50 g de muestra
	4. Balanza	4. Peso de la probeta
	4. Probeta	4. Succión del aire
Análisis granulométrico ASTM D-422	4. Termómetro de mercurio	4. Colocación de la muestra en la probeta
		4. Succión del aire
	4. Trituradora	4. Toma de tiempo
	4. Bandeja	4. desagregado del material (caricamento)
	4. Tamices	4. Peso de 200g de muestra
	4. Tarns	4. Lavado del material en tamiz #200
	4. Balanzas	4. Secado del material 24 horas
	4. Horno	4. Tamizado y pesado del material que fue retenido en los tamices (3/8, 1/2, 3/4, 4, 10, 20, 40, 60, 100, 140, 200)

Tabla.4.1. Ensayos y equipos utilizados en laboratorio

Propiedad	Equipo	Proceso	Representación
Contenido de humedad ASTM D-2216	Tara	Identificación de muestra	
	Horno	Peso de muestra húmeda	
	Balanza	Colocación en el horno	
Gravedad específica ASTM D-854	Balanza	Peso de muestra seca	
	Probeta	Tamizado de muestra	
	Termómetro de mercurio	Peso de 60 gr de muestras seca	
		Peso de la probeta con agua	
		Succión del aire en agua	
		Colocación de la muestra en la probeta	
		Succión del aire en la mezcla	
Análisis granulométrico ASTM D-422	Trituradora	Toma de temperatura	
	Bandeja	disgregado del material (mecánicamente)	
	Tamices	Peso de 200gr de suelo	
	Taras	Lavado del material por el tamiz #200	
	Balanzas	Secado del material por de 24 horas	
	Horno	Tamizado y Peso del material que fue retenido en cada uno de los tamices (3/8, 1/2, 3/4, 4, 10, 20, 60, 100, 140, 200)	



4.4. Análisis de estabilidad de taludes

4.4.1. Etapa 4:

Previo a comprobar la estabilidad del talud, se determinó las distribuciones de esfuerzos mediante la aplicación de las ecuaciones 3.22 y 3.23 descritas por la teoría de Boussinesq. Esto proporciona las sobrecargas debido a las estructuras y las presiones de confinamiento, estas últimas son un parámetro fundamental a la hora de efectuar el análisis dinámico mediante Geo-Quake. En si estas presiones de confinamiento permiten crear las funciones de reducción y amortiguamiento.

Una vez obtenidos estos datos y las propiedades de los suelos, se procedió a realizar el análisis de la estabilidad de cada sección de talud, mediante la aplicación de los softwares (Geo- Studio y Slide). Los datos de entrada para el análisis estático fueron: los pesos unitarios (γ), ángulo de fricción interna (ϕ), cohesión (como es un suelo granular y no presentaba cohesión se consideró como cero) según lo planteado en el modelo de material Mohr-Coulomb y las características físicas como el color y la textura del material, estas últimas para diferenciar la estratigrafía del suelo; sin embargo para el análisis en software del paquete Geo-Quake 2012, se establecieron malla de 0.2x0.2 metros, para la verificación de desplazamientos y deformaciones.

Luego de obtener los factores de seguridad estáticos se procede a realizar el análisis de la estabilidad en condiciones dinámica, para lo cual se tomaron los datos del acelerograma del terremoto de Managua en 1972. En este análisis se incluyeron en cuenta las propiedades antes mencionadas en el análisis estático, además se anexaron los módulos de corte máximo (G_{max}) obtenidos para cada material, coeficiente de Poisson (tomado por defecto del programa 0.334), asimismo se integraron las funciones de reducción y amortiguamiento.

4.5. Análisis y Discusión de resultados

4.5.1. Etapa 5:

Los resultados fueron sometidos a un análisis manual y mediante software (Microsoft Excel 2016), la obtención de las características de los suelos de la comunidad Jocote Dulce, clasificación según el método SUCS, determinación de la



estabilidad en condiciones estáticas con los softwares Slide v 6.005 y Geo-Slope v 2012 y el análisis en condiciones dinámicas con el software Geo-Quake v 2012.

Los datos arrojados en ambos casos se toman como punto de partida para proponer alternativas de estabilización de los taludes en la comarca Jocote Dulce, cada una de las alternativas serán evaluada en cuanto a sus ventajas y desventajas. De la misma forma se retomarán aquellas que presente mayor factibilidad.

Estas alternativas ya han sido descritas en el capítulo 3 de presente documento, por lo que solamente serán presentadas de manera esquemática para la selección de las más adecuadas, a manera de justificar los estudios realizados.

4.6. Propuestas de Mitigación.

4.6.1. Etapa 6:

A demás de analizar las condiciones de los taludes, en el estudio se plantea una etapa dedicada a establecer medidas para mitigación en caso que el talud se encuentra en riesgo de presentar algún tipo de falla. Esta etapa se abordará en dos fases:

- ✚ Análisis de las medidas de mitigación: se presentarán y evaluarán las diversas formas de estabilización, a fin de obtener las más viables para las condiciones que presenten cada uno de los taludes.
- ✚ Desarrollo y Resultados Obtenidos: de acuerdo a la elección de la o las medidas más factibles, se considerarán todos los factores que permitan su evaluación de acuerdo a la problemática de la zona; además de ser posible estas técnicas serán analizadas directamente con cada uno de los softwares anteriormente descritos.

Sondeo	Estrato	Profundidad	N _{corr}	N _{corr}
SPT 2	1	0.0-0.725	3	4
	2	0.725-2.02	13	10
	3	2.02-3.17	20	18
	4	3.17-4.5	22	21



5. ANALISIS Y DISCUSION DE DATOS.

Los datos obtenidos de las pruebas de campo y del análisis de laboratorio se interpretaron mediante el software Microsoft Excel 2016, en el cual se introdujeron las ecuaciones planteadas en el capítulo 3.

5.1. Datos obtenidos del ensayo SPT

5.1.1. Número de golpes corregidos

Se muestran los datos de campos obtenidos del ensayo SPT y sus respectivas correcciones en forma tabular. En este análisis se utilizó la ecuación 3.14 propuesta Browles, donde se consideran diversos factores de corrección, los cuales fueron expuestos en las tablas 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9.

En la tabla 5.1. Valores de N corregidos, centro CARA y Cementerio

Sondeo	Estrato	Profundidad	Ncam.	Ncorr
SPT 1	1	0.0-0.45	3	4
	2	0.45-0.90	6	7
	3	0.90-1.80	12	13
	4	1.80-2.25	22	21
	5	2.25-2.70	20	18
	6	2.70-4.55	13	10
	7	4.55-6.00	20	18

En la tabla 5.2. Valores de N corregidos, Colegio 12 de septiembre

Sondeo	Estrato	Profundidad	Ncam.	Ncorr
SPT 2	1	0.0-0.725	3	4
	2	0.725-2.02	13	10
	3	2.02-3.17	20	18
	4	3.17-4.5	22	21



Cabe resaltar que los valores de N_{campo} en la mayoría de los estratos es menor N de golpes corregido, presentando una variante en el estrato que corresponde a la ceniza compacta donde el N_{corr} es menor que el N_{campo} , lo cual puede estar relacionado con el tipo de suelos, es decir que naturalmente estos se encuentran bien consolidados por tanto presentan mayores valores de densidad.

5.1.2. Correlaciones empíricas de velocidades de onda de corte

Luego de la obtención de los N corregidos del SPT, se procedió al cálculo de las velocidades de ondas de corte (V_s) mediante el uso de la ecuación propuesta por Japan Road Association descrita en la tabla 3.11, los datos obtenidos fueron utilizados para el cálculo del módulo de corte máximo de los suelos (G_{max}), siendo este uno de los parámetros de entrada para el análisis en Geo-QUAKE, para ello se utilizó la ecuación 3.18. En la tabla 5.3 se muestran los datos obtenidos.

Tabla.5.3. Valores V_s & G_{max}

Velocidades de onda de corte					
Centro Cara y Cementerio			Colegio 12 de septiembre		
Profundidad	$V_s(m/s)$	G_{max}	Profundidad	$V_s(m/s)$	G_{max}
0.45	123.27	25082768.76	0.725	123.27	25082768.76
0.90	151.37	39182434.3	171.06	180.700	39404571.1
1.80	186.13	51269514.28	3.17	207.72	77950624.95
2.25	219.08	82309271.95	4.5	219.08	82309271.95
2.70	207.72	77950624.95	-	-	-
4.55	171.06	39404571.1	-	-	-
6.00	207.72	77950624.95	-	-	-

Los datos obtenidos permiten describir el tipo de suelo en función de las velocidades de onda de corte, según RNC-07 los taludes de la comunidad se componen de suelo tipo III y IV los cuales fueron planteados en la tabla 3.12.



5.1.3. Angulo de Fricción Interna (Φ)

Los valores mostrados a continuación en la tabla 5.4, corresponde a ángulos de fricción interna propios de cada estrato, para lo cual se utilizaron datos del SPT los que hacen una correlación entre el número de golpes corregidos y las propiedades mecánicas del suelo. En dicho cálculo se utilizó la ecuación 3.20.

Tabla.5.4. Ángulos de Rozamiento interno de los suelos

Fricción Interna		
Sector	Estrato	Φ
Centro CARA y Cementerio	1	28
	2	29
	3	31
	4	33
	5	32
	6	30
	7	32
Colegio 12 de septiembre	1	28
	2	30
	3	32
	4	33

Estos datos permiten describir que el suelo presenta características friccionante altas, es decir suelos bastantes compactos o bien consolidados.

5.1.4. Esfuerzos de confinamiento

Los esfuerzos de confinamiento fueron obtenidos mediante la aplicación de la ecuación planteada en la tabla 5.5, a su vez se le adiciona el esfuerzo de confinamiento obtenido con antelación. Los esfuerzos de verticales fueron calculados a través de las ecuaciones 3.22 y 3.23 planteadas por Boussinesq, en el cual se consideran las cargas generadas por las estructuras aledañas a cada sección del talud analizado y el peso producto de cada estrato, ver tabla 5.5.



Tabla 5.5. Esfuerzo en secciones de los taludes

Punto de Análisis	valor de carga (KN)	Profundidad (m)	esfuerzo de Estructuras (Kpa) ($\sigma_z = K_b \cdot \frac{P}{z^2}$)	esfuerzos verticales (Kpa) ($\sigma_z = \gamma \cdot z$)	esfuerzo Total acumulado (Kpa) ($\sigma_v = \sigma_b + \sigma_z$)	esfuerzo de confinamiento (Kpa) $\sigma_a = \sigma_v \cdot (1 + \text{sen} \phi)$
Centro CARA - Bodega	176.71	0.45	0.21	8.91	9.12	11.59
		0.9	1.21	8.42	18.75	17.89
		1.8	3.49	14.05	36.29	46.07
		2.25	3.89	7.97	48.14	119.69
		2.7	3.88	8.15	60.17	240.03
		4.25	2.84	37.98	100.98	300.21
Centro CARA- Comedor	121.5	0.45	0.02	8.91	8.93	11.34
		0.9	0.14	8.42	17.48	17.22
		1.8	0.65	14.05	32.18	42.21
		2.25	0.89	7.97	41.03	104.96
		2.7	1.07	8.15	50.25	205.44
		4.012	1.19	32.14	83.58	255.25
Centro CARA- Oficina	111.2	0.45	0.002	8.91	8.91	11.32
		0.9	0.02	8.42	17.34	17.15
		1.8	0.1	14.05	31.49	41.61
		2.25	0.16	7.97	39.62	102.19
		2.7	0.23	8.15	48	198.17
		4.55	0.43	45.33	93.75	254.04
		5	0.45	8.15	102.34	458.72
Cementerio	100	0.45	0.12	8.91	9.03	11.47
		0.9	0.69	8.42	18.13	17.57
		1.8	1.98	14.05	34.15	44.09
		2.25	2.20	7.97	44.32	111.86
		2.7	2.20	8.15	56.66	221.18
		4.55	1.48	45.33	101.47	281.65
		6	1.02	26.25	128.74	539.11
Colegio 12 de septiembre pabellón 5	199	0.588	0.02	11.64	11.65	14.81
		1.577	0.25	20.00	31.91	15.19
		2.7	0.72	20.33	52.95	121.08
		3.5	0.96	14.16	68.07	225.17
Colegio 12 de septiembre Pre-escolar	178.25	0.723	0.02	14.31	14.33	18.21
		2.063	0.33	27.09	41.76	18.71
		3.111	0.66	21.19	63.61	145.92
		4.171	0.85	21.43	85.89	277.26



Los esfuerzos inducidos por las estructuras tienden a reducirse a medida que aumenta la profundidad; sin embargo, este fenómeno no es posible apreciarlo dado que el rango de profundidades no es suficiente para disipar las cargas generadas por las estructuras. Los puntos donde es posible notar esta disminución de esfuerzos son Centro Cara-bodega y cementerio. Los esfuerzos inducidos por el peso propio aumentan conforme el rango de profundidad es mayor, esto se puede apreciar en la columna de esfuerzos totales acumulados.

5.2. Propiedades Índice

Mediante análisis de laboratorio se determinaron las propiedades índices del suelo estudiado, estas se presentan a continuación:

5.2.1. Humedad

Fue posible determinar los valores humedad en diversos suelos aplicando la ecuación planteada en la tabla 3.14, ver Figura 5.1.

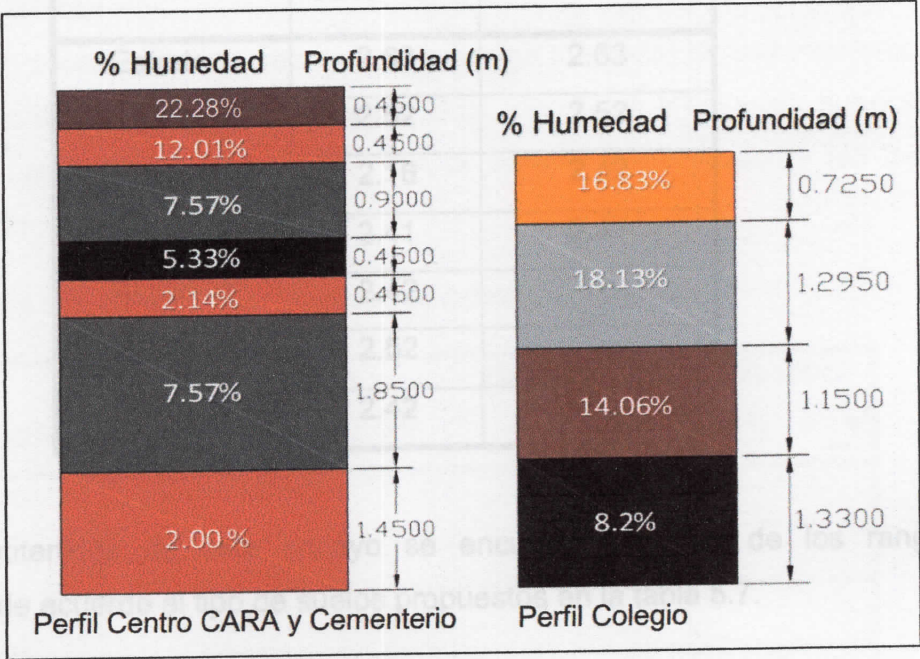


Figura 5.1. Porcentajes de Humedades del ensayo.

En ambos casos, solamente se presenta un perfil de interés dado que el comportamiento del suelo es el mismo para las demás secciones de los taludes que se tomaron en consideración. Es evidente que hay una discontinuidad en los



porcentajes de humedad, esto se debe a las propiedades presente en cada estrato y los cambios en la tonalidad del color son producto de la varianza de humedades; cabe mencionar la ausencia de nivel freático en toda la zona.

5.2.2. Gravedad Específica

Es la relación que existen entre el peso específico de un sólido y peso específico del agua. Para la obtención de esta, se utilizó la expresión planteada en la tabla 3.14 según la normativa ASTM. En la tabla 5.6, se presentan los datos de gravedad específica obtenidos mediante el ensayo de laboratorio.

Tabla.5.6. Valores de Gravedad Específica

Gravedad Específica		
ID Muestras	Centro CARA y Cementerio	Colegio 12 de septiembre
Estrato 1	2.63	2.63
Estrato 2	2.52	2.52
Estrato 3	2.16	2.42
Estrato 4	2.41	2.41
Estrato 5	2.42	-
Estrato 6	2.52	-
Estrato 7	2.42	-

Los datos obtenidos de este ensayo se encuentran dentro de los rangos establecidos de acuerdo al tipo de suelos propuestos en la tabla 5.7.



Tabla 5.7. Valores típicos de gravedad específica, Fuente: Djoenaidi (1985) y Bardet (1997)

Tipo de Suelo	Gravedad Específica
Cenizas Volcánicas	2.20 a 2.50
Suelos Orgánicos	2.50 a 2.65
Arenas y Gravav	2.65 a 2.67
Limos Inorgánicos	2.67 a 2.72
Arcillas poco Plásticas	2.72 a 2.78
Arcillas medianamente plásticas y muy plásticas	2.78 a 2.84
Arcillas Expansivas	2.84 a 2.88
Suelos con Abundante Hierro	3.00

5.2.3. Pesos Unitarios

Los valores de pesos unitarios fueron determinados mediante consideraciones de porcentajes de humedad y gravedad específica, donde se efectuaron relaciones matemáticas para obtener dicho valor. En la tabla 5.8, se presenta los datos correspondientes para cada estrato.

Tabla 5.8. Pesos unitarios de los suelos ensayados

ID Muestras	Centro CARA y Cementerio (KN/m ³)	Colegio 12 de septiembre CARA (KN/m ³)
Estrato 1	19.79	19.79
Estrato 2	18.78	20.20
Estrato 3	15.61	18.1
Estrato 4	17.71	17.71
Estrato 5	18.1	-
Estrato 6	20.20	-
Estrato 7	18.1	-



5.2.4. Análisis Granulométrico

Este ensayo consistió en determinar las fracciones retenidas de acuerdo a los diámetros de los suelos mediante el método mecánico o granulometría por tamizado, previo a al tamizado se realizó el lavado del material por la malla # 200. Se obtuvieron valores de las fracciones de los suelos y se clasificaron de acuerdo al diámetro según lo establecido en el método SUCS.

Los porcentajes obtenidos en el ensayo, son presentados en la tabla 5.9, en la cual se describen las proporciones que componen cada material.

Tabla.5.9. Granulometría y clasificación de suelos examinados

Sector	Estratos	Gravas %	Arenas %			Finos %
			Gruesa	Media	Fina	
Centro CARA	1	2	10	29	15	44
	2	1	5	35	24	36
	3	0	2	46	22	29
	4	2	6	39	20	34
	5	2	13	31	22	32
	6	8	17	32	23	19
	7	2	13	31	22	32
Colegio 12 de septiembre	1	2	10	29	15	44
	2	8	17	32	23	19
	3	2	13	31	22	32
	4	0	2	46	22	29

Es evidente que el suelo se compone mayormente de arenas (partículas menores a los 4.75mm y mayores a 0.075mm), las cuales predominan en partículas medias. Consecuente a esto se puede notar la presencia de limos en menores cantidades, y la presencia casi nula o totalmente nula de gravas.



5.2.5. Compacidad relativa, porosidad y saturación

Estas propiedades se determinaron con el fin de verificar la clasificación de los suelos en función de los estándares planteados en la tabla 3.13 para compacidad relativa, los valores de porosidad fueron obtenido mediante relaciones matemáticas en función de la relación de vacíos, al igual que la saturación. Los datos son presentados en la tabla.5.10.

Tabla.5.10. valores de compacidad relativa y porosidad de los suelos

Sector	Profundidad	N60	Compacidad relativa (%)	Porosidad (%)	Saturación (%)
Centro CARA y Cementerio	0.45	2.2	19.365	37.5	98
	0.9	4.5	27.386	32.4	63
	1.8	8.6	37.914	31.5	35
	2.25	16.5	52.440	28.5	32
	2.7	15.2	50.332	25.3	15
	4.55	9.7	40.311	35.8	28
	6	15.2	50.332	25.3	15
Colegio 12 de septiembre	0.725	2.25	19.365	37.5	98
	2.02	9.75	40.311	35.8	28
	3.17	15.2	50.332	25.3	15
	4.5	16.5	52.440	28.5	32

Se logra apreciar que los datos obtenido en su mayoría cumple dentro de los rangos establecido de acuerdo al tipo de suelo, por ende, la densidad relativa nos dice que el material corresponde a arenas media y sueltas.

5.2.6. Clasificación de los Suelos Ensayados

En base a las propiedades que fueron descritas en los acápites anteriores se clasificaron los suelos ensayados, mediante la aplicación del método SUCS correspondiente al área geotécnica y además una caracterización geológica para un mejor entendimiento del comportamiento de dichos suelos, ver tabla 5.11.



Tabla.5.11. Clasificación Geológica y Geotécnicas de los suelos de Comarca Jocote Dulce

Identificación de los suelos			
Sector	Estrato	Clasificación	
		Geotécnica	Geológica
Centro CARA y Cementerio	1	Sm (Arena limosa)	suelo reciente, con una coloración café oscuro
	2	Sm (Arena limosa)	suelo fósil de color café oscuro
	3	Sm (Arena limosa)	Escoria con una coloración de gris claro
	4	Sm (Arena limosa)	Escoria Volcánica de color negro
	5	Sm (Arena limosa)	suelo fósil con una coloración café claro
	6	Sm (Arena limosa)	ceniza compacta de textura fina y color gris claro
	7	Sm (Arena limosa)	suelo fósil con una coloración café claro
Colegio 12 de septiembre	1	Sm (Arena limosa)	Suelo reciente con pequeños depósitos aluviales y material piroclasticas, presenta una coloración café claro.
	2	Sm (Arena limosa)	Ceniza compacta del tipo toba Masaya de color gris claro.
	3	Sm (Arena limosa)	suelo fósil de color café oscuro
	4	Sm (Arena limosa)	Escoria Volcánica de color negro

Nota: la descripción geológica se abordó en la tabla 2.1 del capítulo 2 en el presente documento.



5.3. Evaluación de talud

Una vez obtenidos los datos de entrada, presentados en las tablas 5.3, 5.4, 5.5, y 5.8 (peso unitario, ángulo de fricción interna, cohesión, módulo de corte máximo y presiones de confinamiento), se procedió al modelamiento en los softwares descritos anteriormente.

5.3.1. Análisis de la estabilidad del talud en condiciones estáticas

Para el análisis en estas condiciones se utilizaron los softwares Slope/w del paquete Geo-studio 2012 y Slide del paquete RockScience, a fin de corroborar los datos obtenidos.

5.3.1.1. Geo-Slope/w

Habiendo modelado los perfiles de los taludes en AutoCAD 2018, se importó a Geo-Slope/w 2012 y se ingresaron las propiedades obtenidas en los análisis previos. A continuación, se procede a mostrar de forma gráfica los factores de seguridad obtenidos para las secciones analizadas en cada talud.

En la figura 5.2, se muestran las secciones ubicadas en el centro CARA (bodegas, comedor, oficinas, etc.) y cementerio, en ella se exponen: sección crítica representada con líneas de color rojo y su respectivo factor de seguridad, gráficos de rebanadas que indican la dirección del deslizamiento del material, a su vez se presentan el punto de aplicación de la carga puntualizada además de otras secciones descritas en un rango diferente en cuanto al factor de seguridad, esto se denota con líneas de colores los cuales son amarillo, verde y azul, los colores varían de acuerdo al factor de seguridad.

Los factores de seguridad, se presentan con una pequeña leyenda y el rango se describe de forma numérica con un respectivo color. Del mismo modo en la figura 5.3 se describen las mismas características que se abordaron en el párrafo anterior, solo que estos perfiles corresponden a los puntos de análisis del colegio 12 de septiembre.

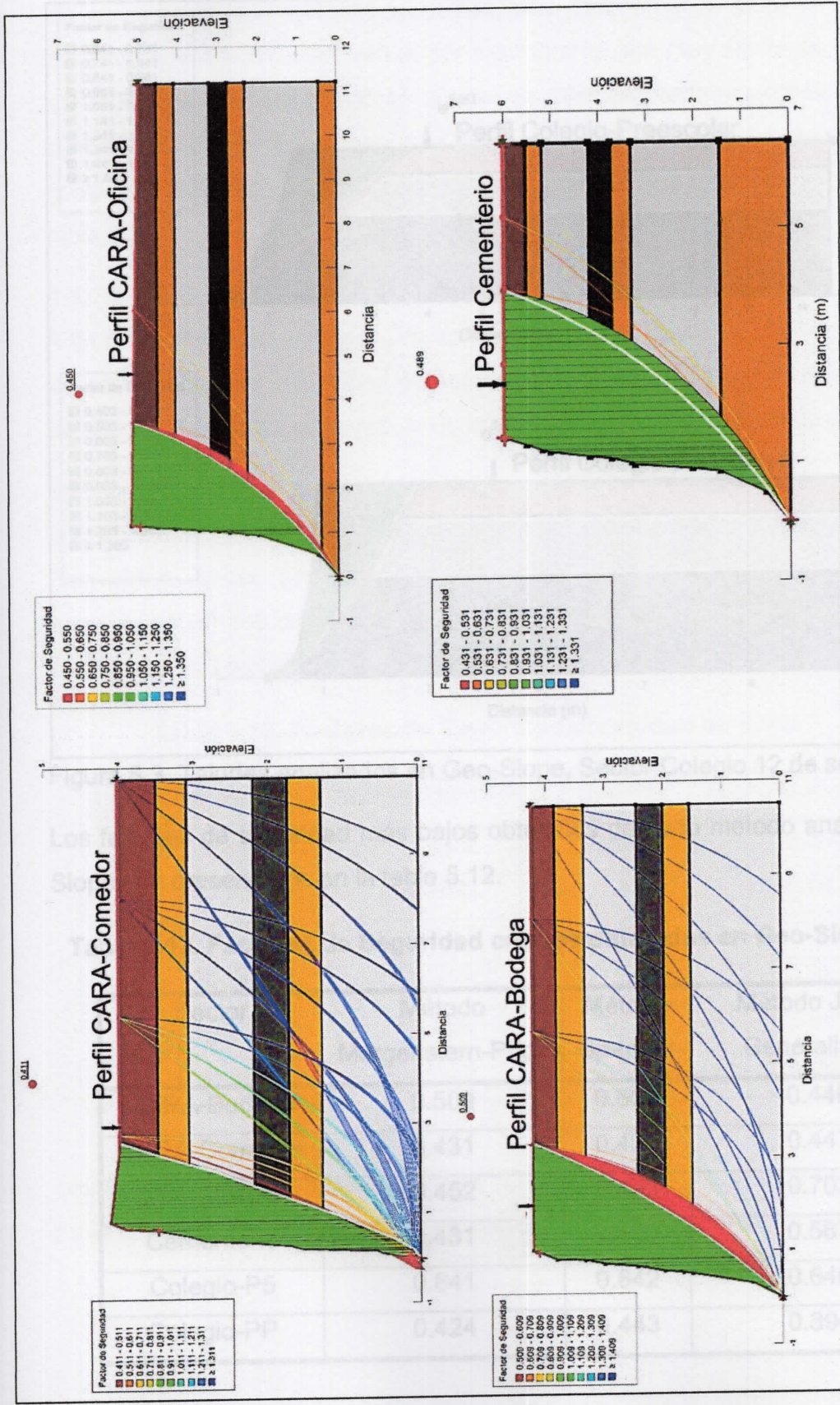


Figura 5.2. Taludes analizados en Geo-Slope, Sector de las zonas del Centro CARA y Cementerio.

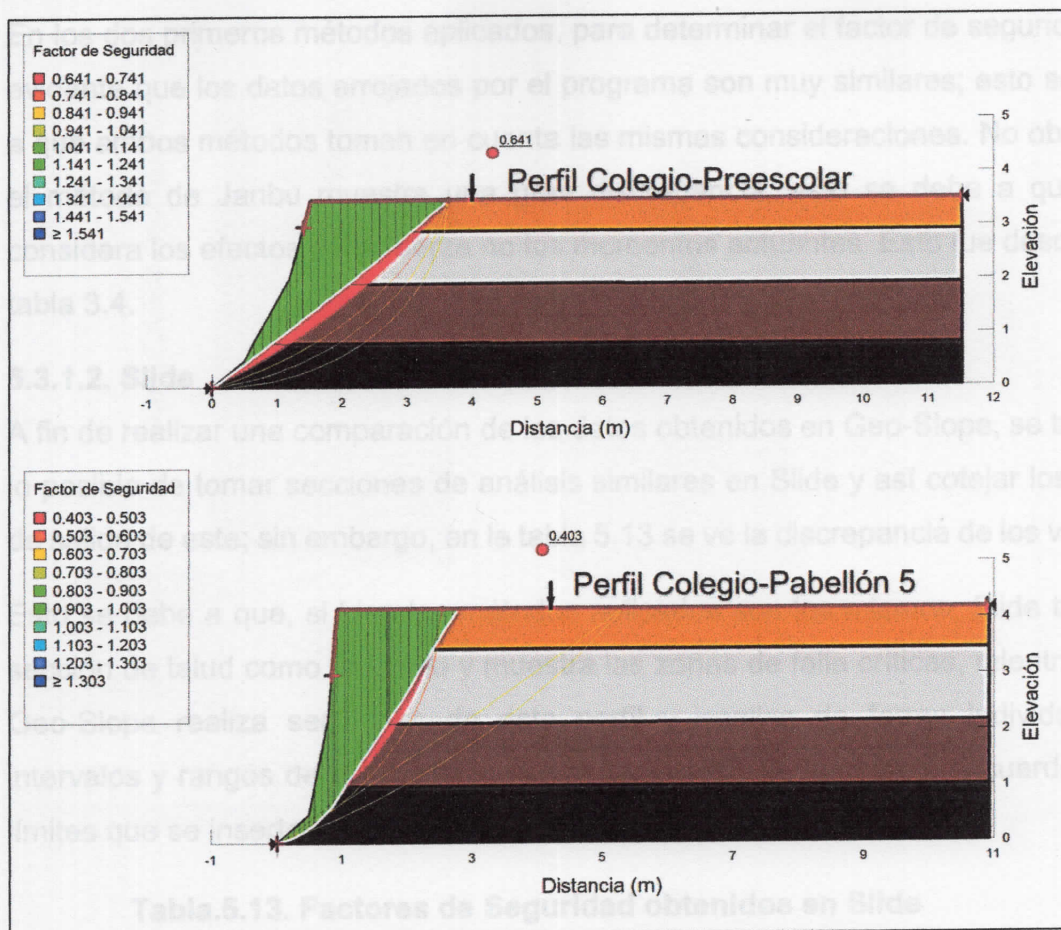


Figura 5.3. Taludes analizados en Geo-Slope, Sector Colegio 12 de septiembre

Los factores de seguridad más bajos obtenidos de cada método análisis en Geo-Slope son presentados en la tabla 5.12.

Tabla.5.12. Factores de Seguridad críticos obtenidos en Geo-Slope

Sector	Método Morgenstern-Price	Método Spencer	Método Janbu Generalizado
CARA-Bodega	0.509	0.509	0.440
CARA-Comedor	0.431	0.437	0.447
CARA-Oficina	0.452	0.453	0.703
Cementerio	0.431	0.430	0.567
Colegio-P5	0.641	0.642	0.640
Colegio-PP	0.424	0.443	0.394



En los dos primeros métodos aplicados, para determinar el factor de seguridad, es evidente que los datos arrojados por el programa son muy similares; esto se debe a que ambos métodos toman en cuenta las mismas consideraciones. No obstante, el método de Janbu muestra una gran discrepancia, esto se debe a que solo considera los efectos de la fuerza no los momentos actuantes. Esto fue descrito en tabla 3.4.

5.3.1.2. Slide

A fin de realizar una comparación de los datos obtenidos en Geo-Slope, se trató en lo posible de tomar secciones de análisis similares en Slide y así cotejar los datos de salida de este; sin embargo, en la tabla 5.13 se ve la discrepancia de los valores.

Esto se debe a que, si bien los métodos aplicados son los mismos, Slide toma la sección de talud como uno solo y muestra las zonas de falla críticas, mientras que Geo-Slope realiza secciones de este perfil y analiza de forma individual los intervalos y rangos de fallas con su respectivo factor seguridad, de acuerdo a los límites que se inserten en el análisis.

Tabla.5.13. Factores de Seguridad obtenidos en Slide

Sector	Morgenstern-Price	Spencer	Janbu Generalizado
CARA-Bodega	0.505	0.505	0.500
CARA-Comedor	0.456	0.456	0.422
CARA-Oficina	0.442	0.431	0.700
Cementerio	0.425	0.380	0.570
Colegio-P5	0.699	0.701	0.668
Colegio-PP	0.435	0.415	0.368

Las figuras 5.4 y 5.5, representan las zonas de falla que se generan en el análisis de la estabilidad del talud; cada una correspondientes a sus sitios asignados.

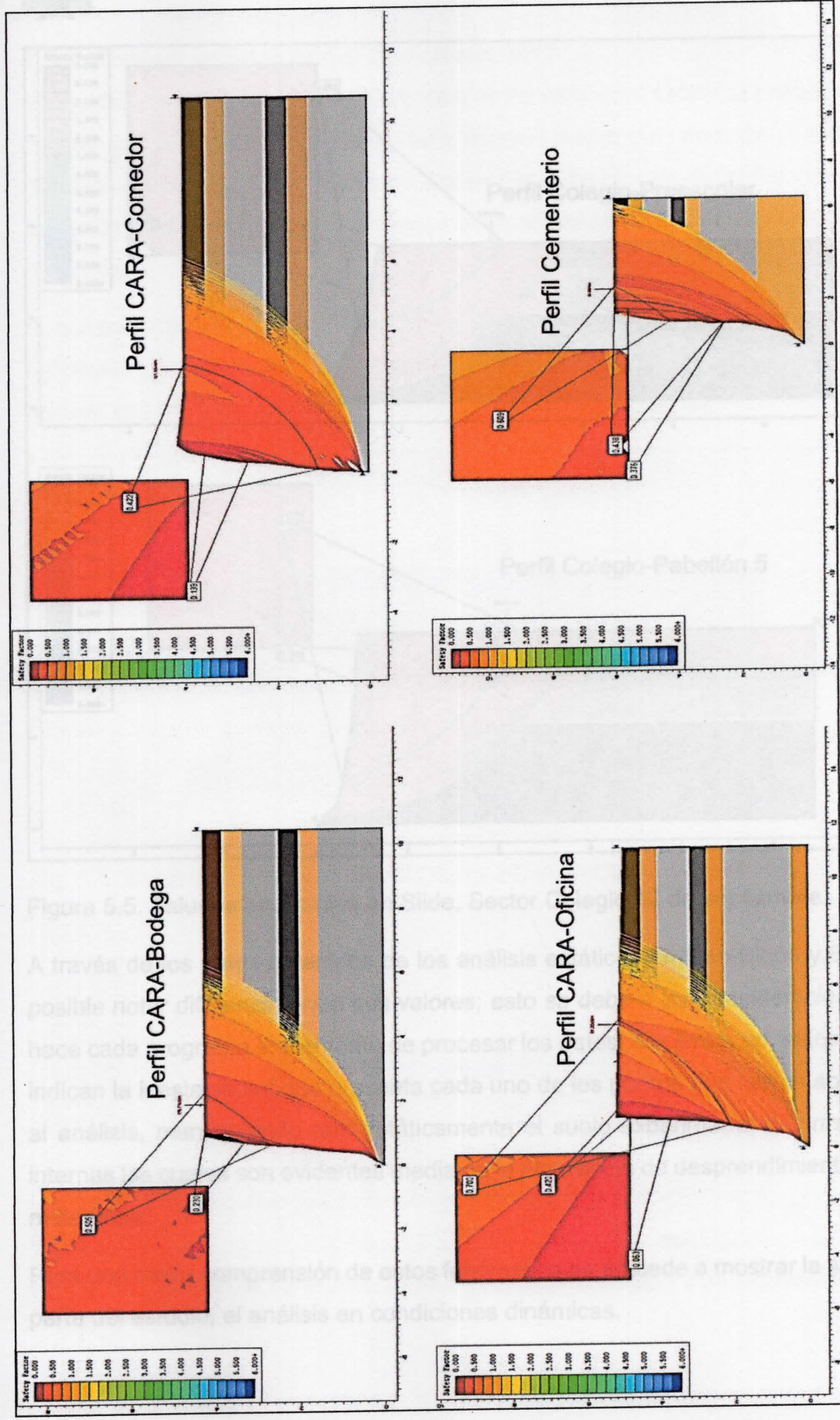


Figura 5.4. Taludes analizados en Slide, Sector de las zonas del Centro CARA y Cementerio.

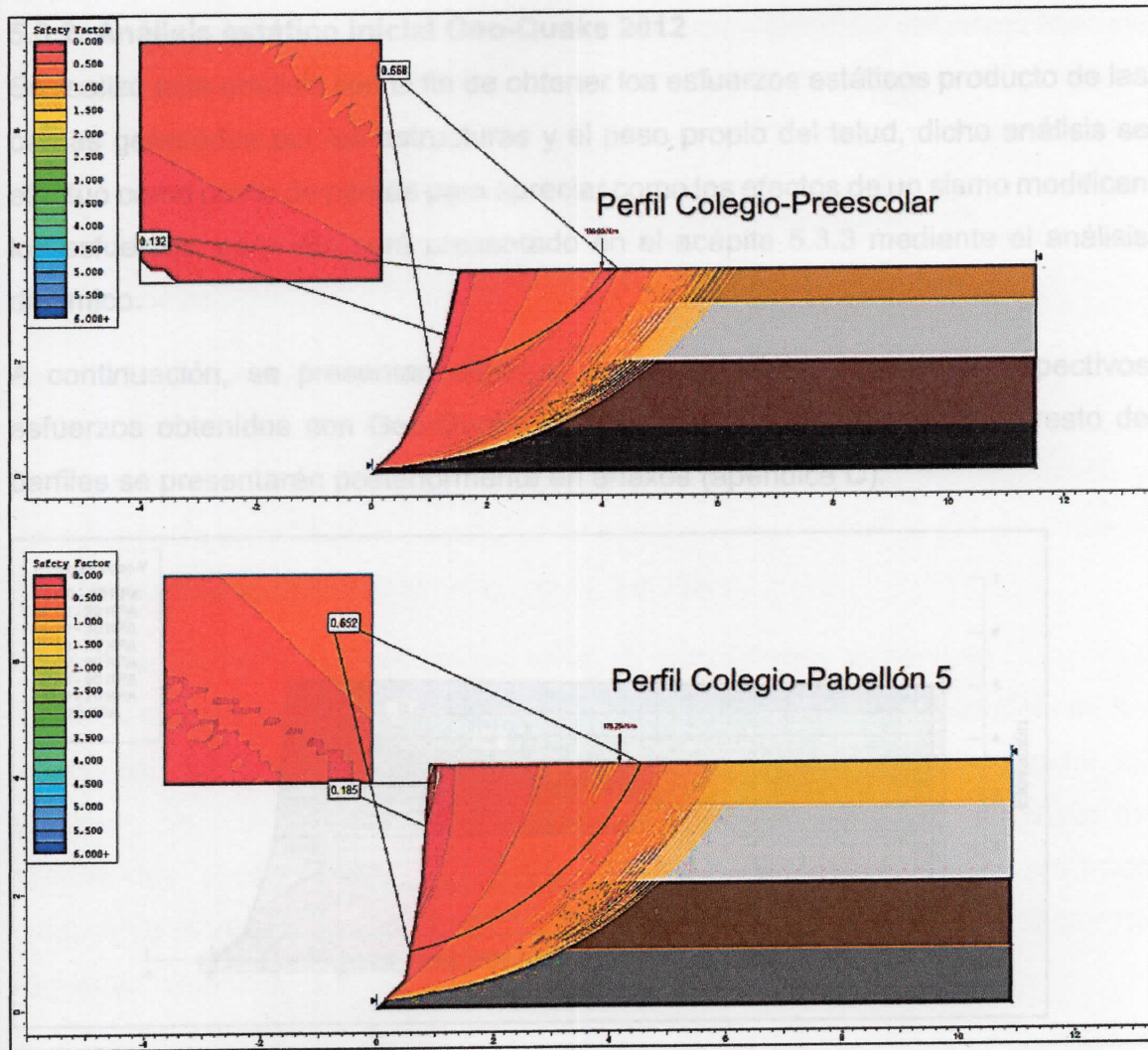


Figura 5.5. Taludes analizados en Slide, Sector Colegio 12 de septiembre.

A través de los datos obtenidos de los análisis estáticos en Geo-Slope y Slide, es posible notar diferencia entre sus valores; esto se debe a las consideraciones que hace cada programa al momento de procesar los datos. Sin embargo, estos valores indican la inestabilidad que presenta cada uno de los puntos que fueron sometidos al análisis, manifestando que estáticamente el suelo experimenta deformaciones internas las cuales son evidentes mediante la ocurrencia de desprendimiento de los materiales.

Para una mejor comprensión de estos fenómenos se procede a mostrar la siguiente parte del estudio, el análisis en condiciones dinámicas.



5.3.2. Análisis estático inicial Geo-Quake 2012

Se realizó este análisis con el fin de obtener los esfuerzos estáticos producto de las cargas generadas por las estructuras y el peso propio del talud, dicho análisis se efectuó como punto de partida para apreciar como los efectos de un sismo modifican los esfuerzos, para ello será presentado en el acápite 5.3.3 mediante el análisis dinámico.

A continuación, se presentan algunos perfiles analizados con sus respectivos esfuerzos obtenidos con Geo-Quake 2012, en las Figuras 5.6 y 5.7; el resto de perfiles se presentarán posteriormente en anexos (apéndice D).

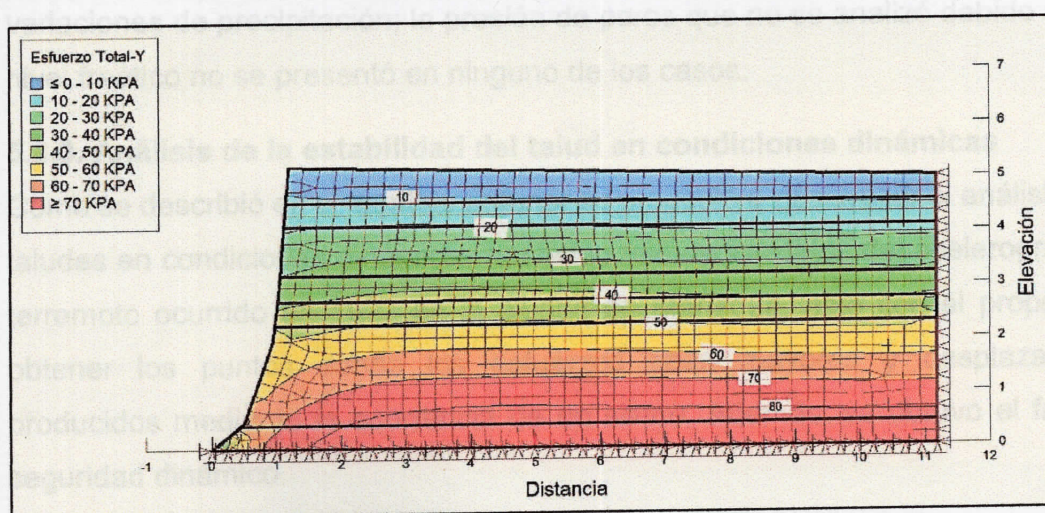


Fig. 5.6. Esfuerzos verticales, Perfil Oficinas-Centro Cara

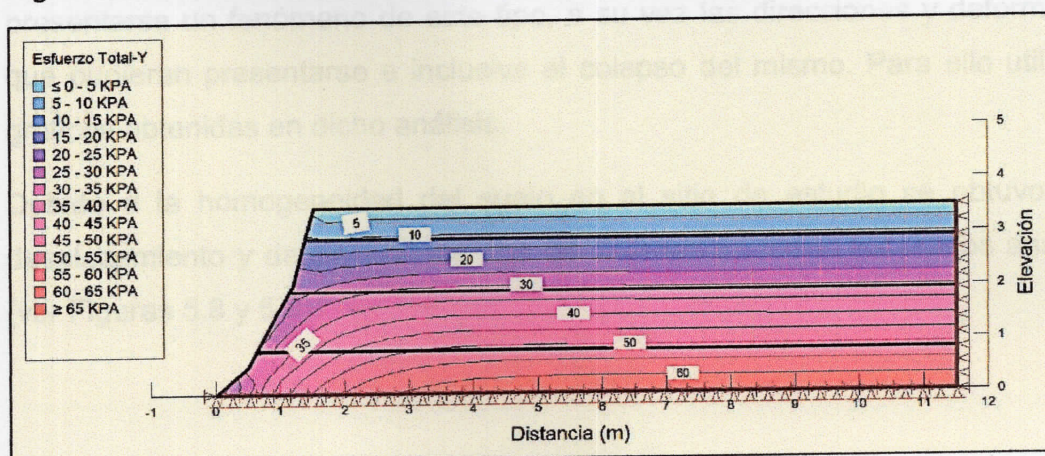


Figura 5.7. Esfuerzos verticales, Perfil Pabellón 5 -Colegio 12 de septiembre



Se hace evidente que a medida que aumenta la profundidad los esfuerzos internos son mayores, este se denota a través de las variaciones de colores y de los rangos que son presentados en las figuras 5.6 y 5.7, de igual forma esto se expresó en los datos presentados en la tabla 5.5, donde se muestra que las cargas propias generadas por el suelo producen mayores esfuerzos que las cargas inducidas por las estructuras.

Los datos de los esfuerzos en todos los puntos analizados están dentro de los mismos rangos, por ello solo se presentan estos casos de manera gráfica. Los factores que podrían modificar dichos datos son la presencia de vegetación y variaciones de precipitación; la presión de poros que no se analizó debido a que el nivel freático no se presentó en ninguno de los casos.

5.3.3. Análisis de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas

Como se describió en el capítulo anterior se procedió a desarrollar el análisis de los taludes en condiciones dinámicas haciendo uso de los datos del acelerograma del terremoto ocurrido en 1972 en la ciudad de Managua, esto con el propósito de obtener los puntos donde los esfuerzos sean mayores y desplazamientos producidos mediante la ocurrencia de un sismo. Además, se obtuvo el factor de seguridad dinámico.

Con estos datos se da una idea del comportamiento de los taludes después de presentarse un fenómeno de este tipo, a su vez las direcciones y deformaciones que pudieran presentarse e inclusive el colapso del mismo. Para ello utilizan los gráficos obtenidos en dicho análisis.

Debido a la homogeneidad del suelo en el sitio de estudio se obtuvo que el desplazamiento y deformaciones son las mismas en todos los puntos analizados (ver Figuras 5.8 y 5.9).

Figura 5.9. Deformación producida producto del sismo, Sitio Cara-Bodega.

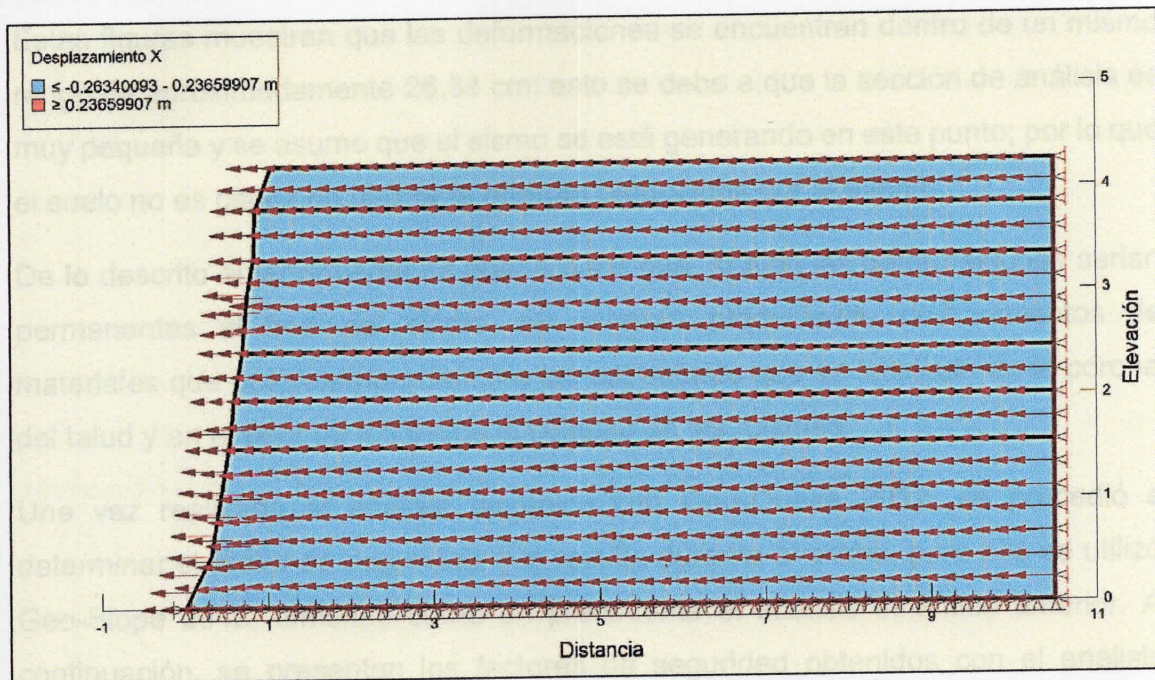


Figura 5.8. Trayectoria del desplazamiento producto del sismo, Sitio Cara-Bodega.

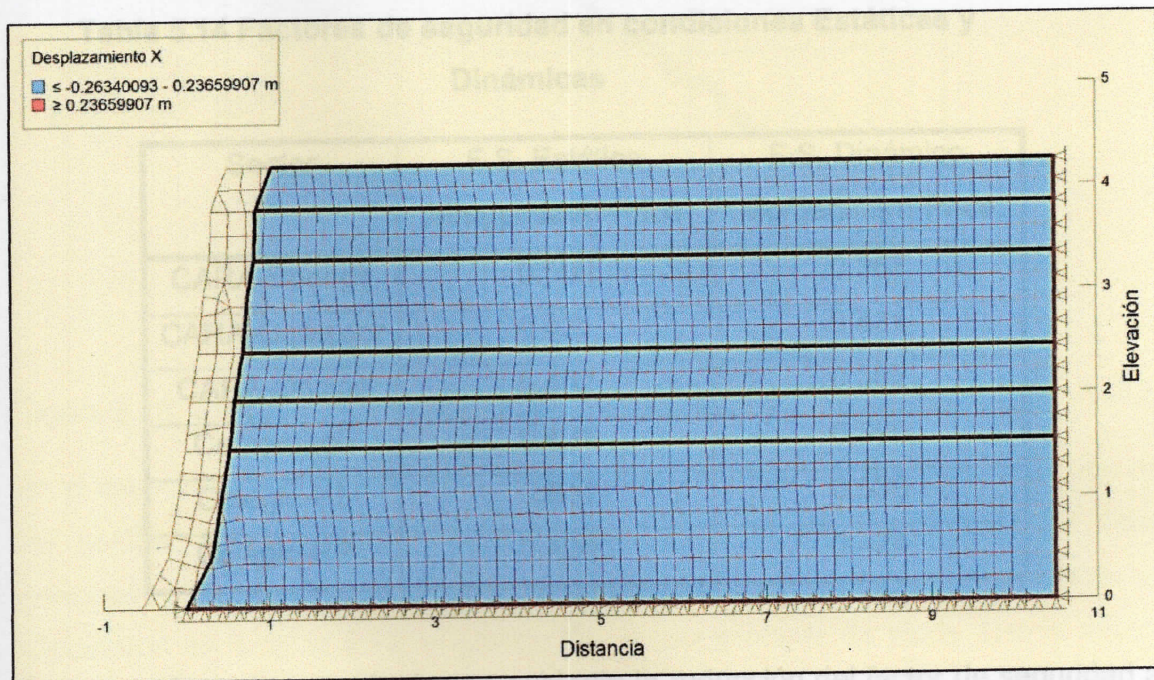


Figura 5.9. Deformación producida producto del sismo, Sitio Cara-Bodega.



Estas figuras muestran que las deformaciones se encuentran dentro de un mismo rango de aproximadamente 26.34 cm; esto se debe a que la sección de análisis es muy pequeña y se asume que el sismo se está generando en este punto; por lo que el suelo no es capaz de disipar la energía producidas por el evento.

De lo descrito anteriormente se puede decir que, si bien las deformaciones serían permanentes al final del sismo, se estarían produciendo deslizamientos de materiales que ocasionarían daños a las estructuras que se localizan en la corona del talud y en el peor de los casos el colapso de las mismas.

Una vez realizado el análisis dinámico con Geo-Quake 2012, se procedió a determinar el factor de seguridad que resulta durante el sismo, para ello se utilizó Geo-Slope 2012, teniendo como un precedente el análisis dinámico anterior. A continuación, se presentan los factores de seguridad obtenidos con el análisis estático y el dinámico en la tabla 5.14, a fin de comparar ambos resultados evidenciando así la influencia del sismo sobre la estabilidad del talud.

Tabla 5.14 Factores de seguridad en condiciones Estáticas y Dinámicas

Sector	F.S. Estático Morgenstern-Price	F.S. Dinámico Morgenstern-Price
CARA-Bodega	0.509	0.367
CARA-Comedor	0.431	0.431
CARA-Oficina	0.452	0.382
Cementerio	0.431	0.390
Colegio-P5	0.641	0.530
Colegio-PP	0.424	0.424

Comparando ambos resultados es evidente la reducción del factor de seguridad a excepción de los perfiles CARA-Comedor y Colegio-PP (pabellón de Preescolar). Esto se debe a las condiciones geométricas del talud y la carga generada por las estructuras, la topografía del sitio la cual es capaz de permitir la amplificación de las



ondas sísmicas, aunque no en mayor grado dado que las alturas de los taludes no superan los 8 metros. A su vez los puntos con mayor carga (CARA-Bodega, Colegio P5), son aquellos que presentan el descenso más evidente en su factor de seguridad.

En la figura 5.10 se presenta el grafico de los desplazamientos producto del sismo con sus respectivos intervalos de tiempo, en él se logra apreciar en que momento las deformaciones se comportan de manera elástica, lo cual es alrededor de un periodo de 5 segundos, luego de esto las deformaciones comienzan a ser permanentes hasta llegar a su punto máximo con 45.68 segundos.

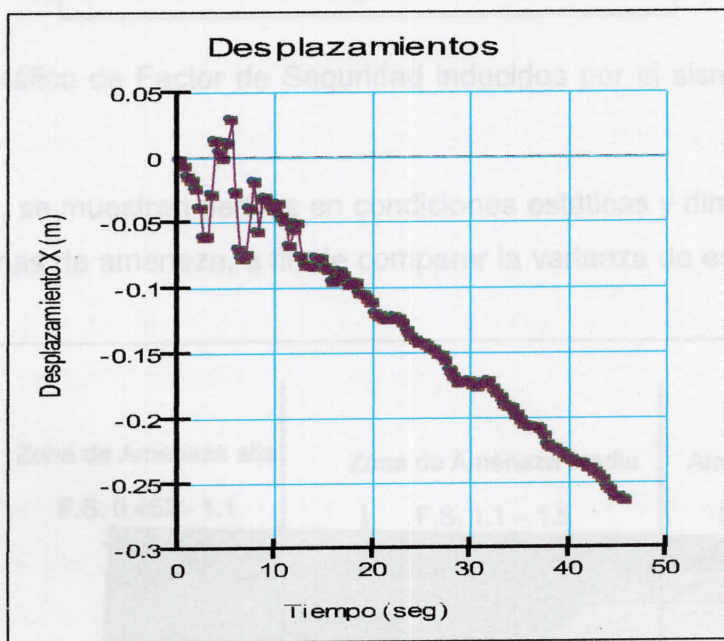


Figura 5.10. Gráfico de Desplazamientos inducidos por el sismo de Managua 1972.

En el caso del factor de seguridad dinámico se mantiene constante en cada uno de los perfiles analizados a lo largo de la ocurrencia del sismo, esto se debe principalmente a la geometría del talud. Los indicadores de seguridad dinámicos se expusieron en la tabla 5.14, el grafico de comportamiento de estos para el sector cara bodega se muestra en la figura 5.11.

Figura 5.12. Rangos Factor de Seguridad en condiciones Estáticas, Sector CARA-Oficinas.

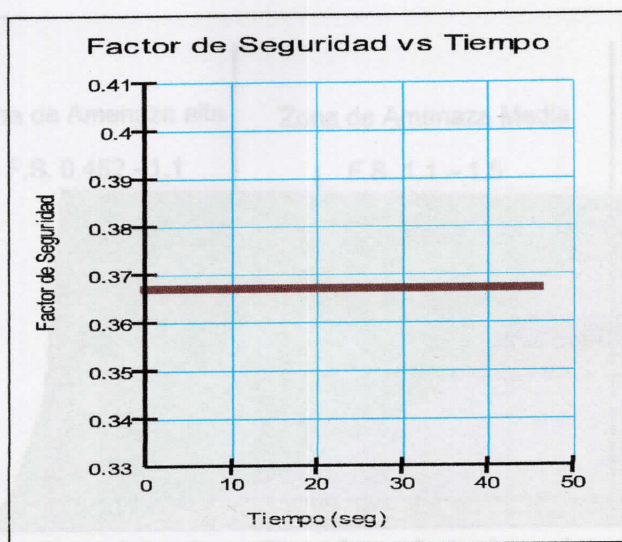


Figura 5.11. Gráfico de Factor de Seguridad inducidos por el sismo de Managua 1972.

A continuación, se muestran perfiles en condiciones estáticas y dinámicas con sus respectivas zonas de amenaza, a fin de comparar la varianza de estas, ver figuras 5.12 y 5.13.

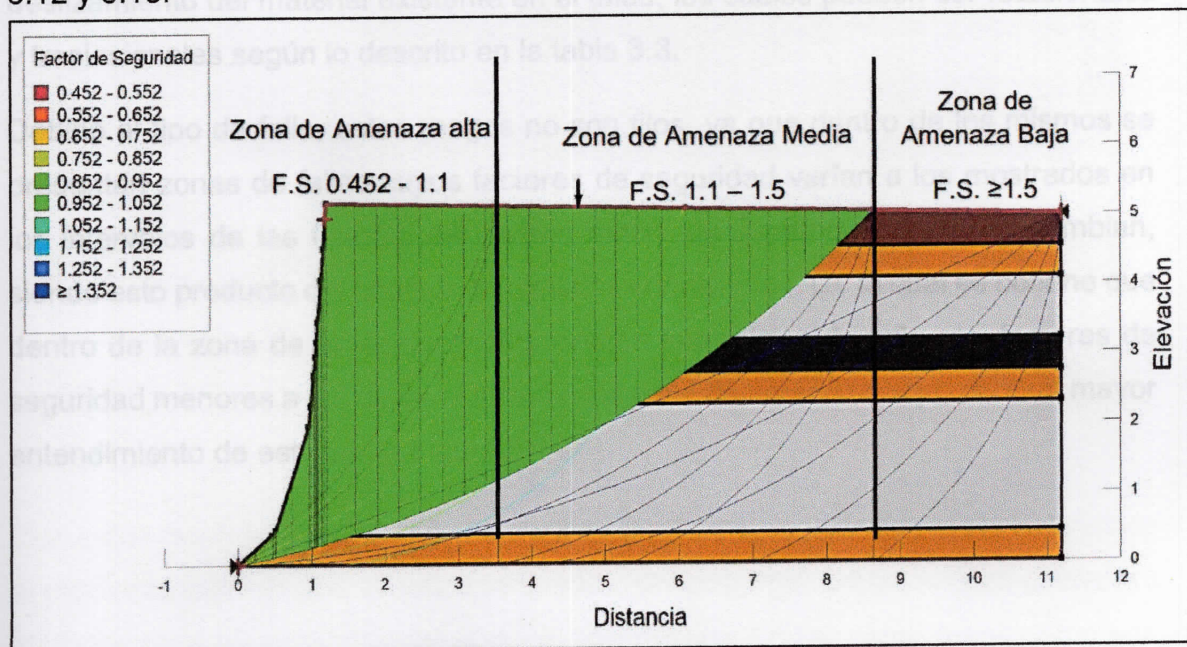


Figura 5.12. Rangos Factor de Seguridad en condiciones Estáticas, Sector CARA-Oficinas.

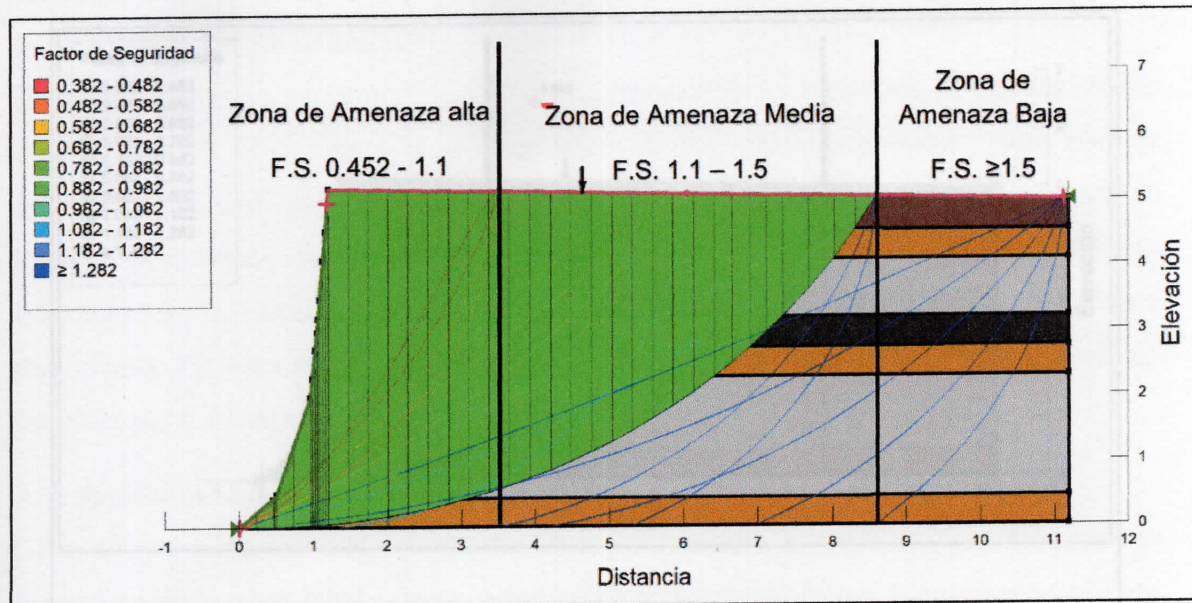


Figura 5.13. Rangos Factor de Seguridad en condiciones Dinámica, Sector CARA-Oficinas.

Todas las fallas que se muestran en las figuras anteriores, son producidas por deslizamiento del material existente en el talud, los cuales pueden ser rotacionales y traslacionales según lo descrito en la tabla 3.3.

Debido al tipo de falla, estos rangos no son fijos, ya que dentro de los mismos se presentan zonas de fallas cuyos factores de seguridad varían a los mostrados en los intervalos de las figuras, del mismo modo las superficies de fallas cambian, siendo esto producto del análisis en distintas condiciones. De lo cual se obtiene que dentro de la zona de amenaza media existen superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.1 de igual forma en la zona de amenaza baja; para un mayor entendimiento de esto ver la Figura 5.14.

Con estos resultados se hace evidente la necesidad de plantear posibles soluciones al problema que reflejan los datos obtenidos; sin embargo, si bien existen diferentes métodos para estabilizar un talud, se deben evaluar ciertas condiciones como son el tipo de falla que pudiera presentarse, la geometría y disposición de las áreas y estructuras aledañas al talud. Esto será mostrado en el capítulo siguiente.

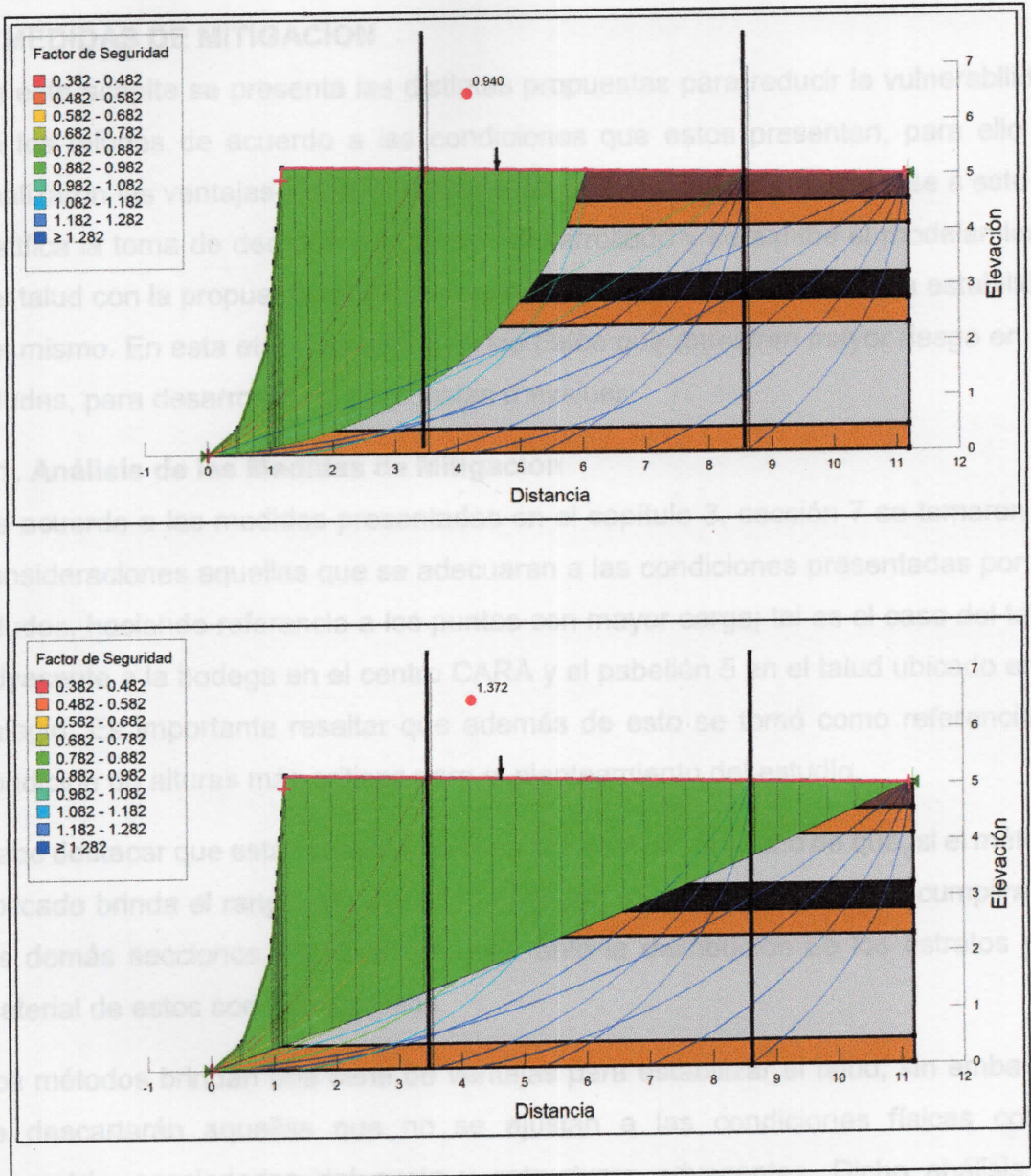


Figura 5.14. Variación de los rangos y superficies de fallas en condiciones Dinámica, Sector CARA-Oficinas.

Con estos resultados se hace evidente la necesidad de plantear posibles soluciones al problema que reflejan los datos obtenidos; sin embargo, si bien existen diferentes métodos para estabilizar un talud, se deben evaluar ciertas condiciones como son el tipo de falla que pudiera presentarse, la geometría y disposición de las áreas y estructuras aledañas al talud. Esto será mostrado en el capítulo siguiente.



6. MEDIDAS DE MITIGACION

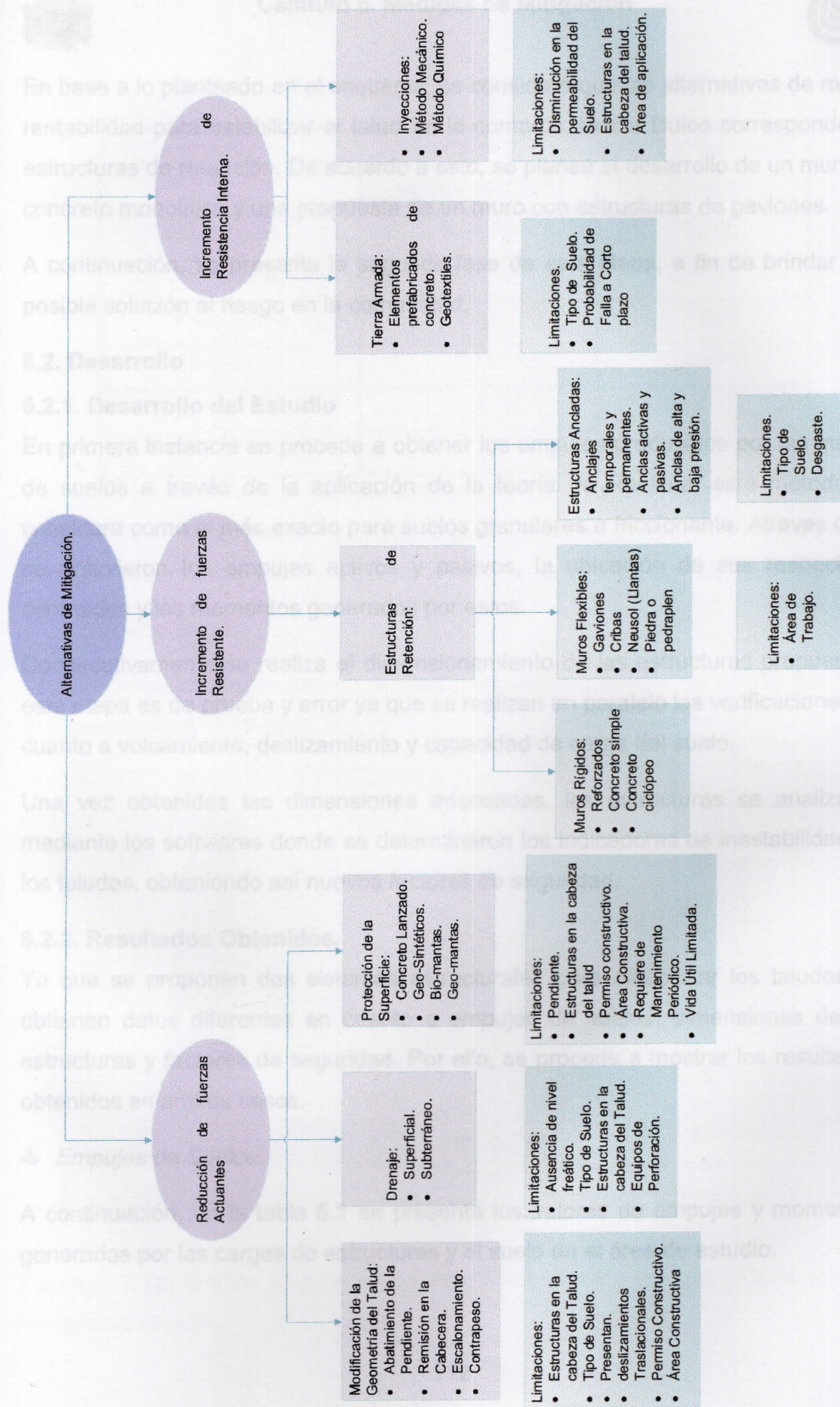
En este acápite se presenta las distintas propuestas para reducir la vulnerabilidad de los taludes de acuerdo a las condiciones que estos presentan, para ello se analizaron las ventajas y desventajas de los diferentes métodos; en base a esto se justifica la toma de decisión del método desarrollado y se exhibe el modelamiento del talud con la propuesta en los softwares utilizados para determinar la estabilidad del mismo. En esta etapa se utilizaron los datos que muestran mayor riesgo en los taludes, para desarrollar las propuestas a evaluar.

6.1. Análisis de las Medidas de Mitigación

De acuerdo a las medidas presentadas en el capítulo 3, sección 7 se tomaron en consideraciones aquellas que se adecuaran a las condiciones presentadas por los taludes, haciendo referencia a los puntos con mayor carga; tal es el caso del talud adyacente a la bodega en el centro CARA y el pabellón 5 en el talud ubicado en el colegio. Es importante resaltar que además de esto se tomó como referencia la condición de alturas más críticas para el planteamiento del estudio.

Cabe destacar que estas consideraciones se basan en el hecho de que, si el método aplicado brinda el rango de seguridad deseado en estos puntos, este cumplirá en las demás secciones del talud, ya que, tanto la distribución de los estratos y el material de estos son homogéneos.

Los métodos brindan una serie de ventajas para estabilizar el talud, sin embargo, se descartarán aquellas que no se ajustan a las condiciones físicas como: geometría, propiedades del suelo y estructuras adyacentes. Dicho análisis de alternativas se presenta en el siguiente esquema



Esquema 6.1. Evaluación de Alternativas de Mitigación. Modificado de: Arrollo, Bernal & Sandoval (2006).



En base a lo planteado en el esquema, se consideró que las alternativas de mayor rentabilidad para estabilizar el talud en la comarca Jocote Dulce corresponden a estructuras de retención. De acuerdo a esto, se planea el desarrollo de un muro de concreto monolítico y una propuesta de un muro con estructuras de gaviones.

A continuación, se presenta la segunda fase de esta etapa, a fin de brindar una posible solución al riesgo en la comunidad.

6.2. Desarrollo

6.2.1. Desarrollo del Estudio

En primera instancia se procede a obtener los empujes producidos por las masas de suelos a través de la aplicación de la teoría de Rankine, este método se considera como el más exacto para suelos granulares o friccionante. A través de él se obtuvieron los empujes activos y pasivos, la ubicación de sus respectivos centroides y los momentos generados por estos.

Consecutivamente se realiza el dimensionamiento de las estructuras propuestas, esta etapa es de prueba y error ya que se realizan en paralelo las verificaciones en cuanto a volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga del suelo.

Una vez obtenidas las dimensiones adecuadas, las estructuras se analizaron mediante los softwares donde se determinaron los indicadores de inestabilidad de los taludes, obteniendo así nuevos factores de seguridad.

6.2.2. Resultados Obtenidos.

Ya que se proponen dos sistemas estructurales para estabilizar los taludes se obtienen datos diferentes en cuanto a empujes de suelos, dimensiones de las estructuras y factores de seguridad. Por ello, se procede a mostrar los resultados obtenidos en ambos casos.

Empujes de Suelos.

A continuación, en la tabla 6.1 se presenta los valores de empujes y momentos generados por las cargas de estructuras y el suelo en el área de estudio.

Figura 6.1. (a) Gráfico sección transversal Muro en voladizo, (b) gráfico sección transversal Gavión.



Tabla 6.1. Resultados de empujes de suelo.

Indicador	Muro y Gaviones(Cara)	Muro y Gaviones Colegio
Empuje Activo(kn)	441.43	472.00
Empuje pasivo(kn)	94.50	94.50
Y empuje activo	2.81	2.89
Y empuje pasivo	0.50	0.50
Momento activo	1241.54	1366.01
Momento pasivo	47.25	47.25

Los datos presentados son los mismo tantos para la propuesta de muros como para gaviones, aun que presentan una pequeña discrepancia en cuanto a los valores de empujes y momentos activos; esto se debe a los valores de cargas aplicadas.

✚ Dimensionamiento.

Las dimensiones propuestas para cada propuesta en ambas secciones del talud son presentadas en la figura 6.1.

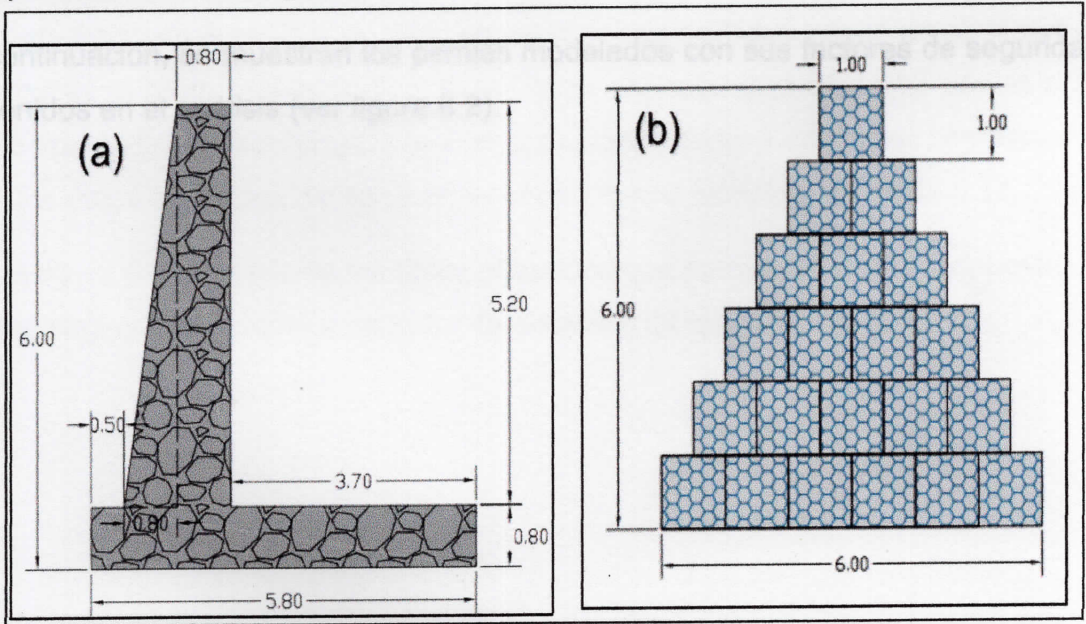


Figura 6.1. (a) Gráfico sección transversal Muro en voladizo, (b) gráfico sección transversal Gavión.



En la tabla 6.2 se muestran los valores de factores de seguridad obtenidos del análisis de cada estructura propuesta. Estos factores de seguridad corresponden a las revisiones por volcamiento y revisión por deslizamiento.

Tabla 6.2 Resultados de Factores de seguridad (Verificaciones)

Sección	F.S. vol. Obtenido	F.S. des. Obtenido	F.S. vol. Mínimo	F.S. des. Mínimo
Muro CARA	2.21	1.87	1.5	1.5
Gavión CARA	1.7	1.54	1.5	1.5
Muro Colegio	2.40	1.80	1.5	1.5
Gavión Colegio	1.68	1.57	1.5	1.5

Los valores de carga ultima en cada uno de los casos presentan los mismos valores, esto se debe a que el suelo de fundación en ambos puntos presenta la misma característica, ya que se propuso un suelo mejorado debido a que el suelo natural no presentaba condiciones óptimas para cada una de las propuestas.

A continuación, se muestran los perfiles modelados con sus factores de seguridad obtenidos en el análisis (ver figura 6.2).

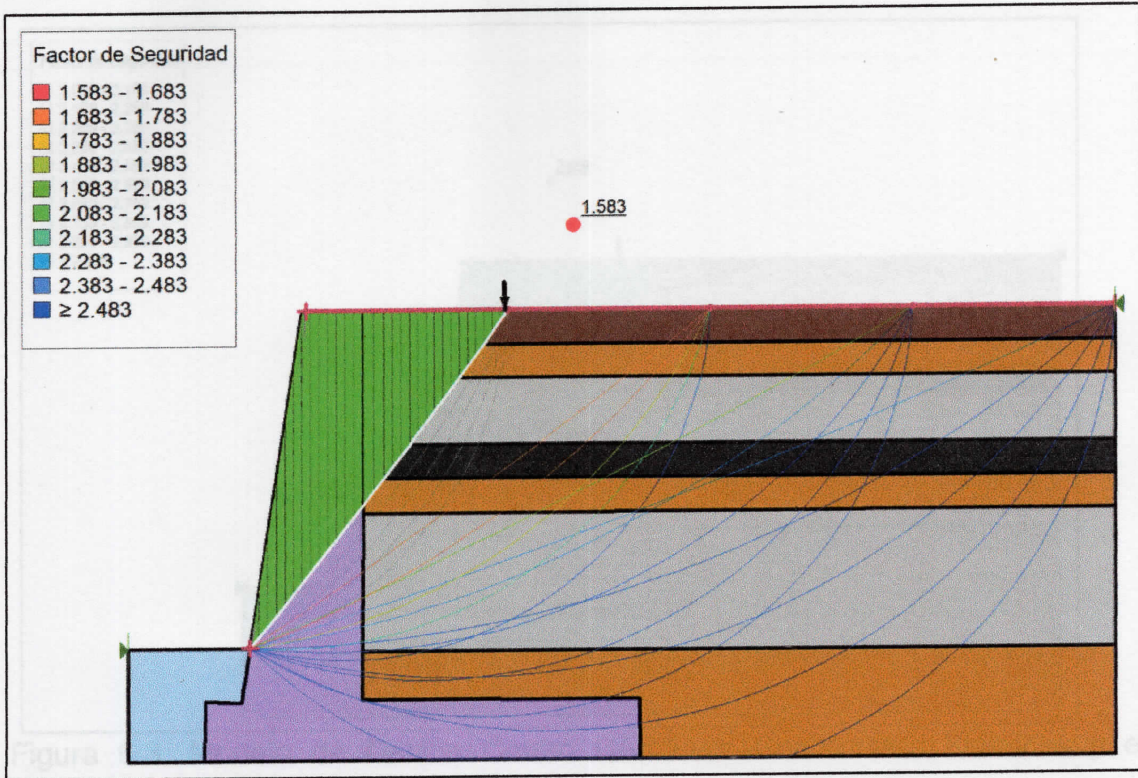


Figura 6.2. Modelo de Muro Centro CARA en Condiciones Estáticas y en Condiciones Dinámicas.

En esta figura se aprecia que, tanto en condiciones estáticas, como en condiciones dinámicas el muro propuesto brinda un factor de seguridad de 1.583 con esto se puede decir que el muro propuesto produce un importante aumento en comparación con los datos obtenidos del talud en sus condiciones iniciales, ver tabla 5.14.

En la figura 6.4 se presenta los datos obtenidos que corresponde a la propuesta de mitigación, que concierne a un muro de sistemas de gaviones de 1x1m.

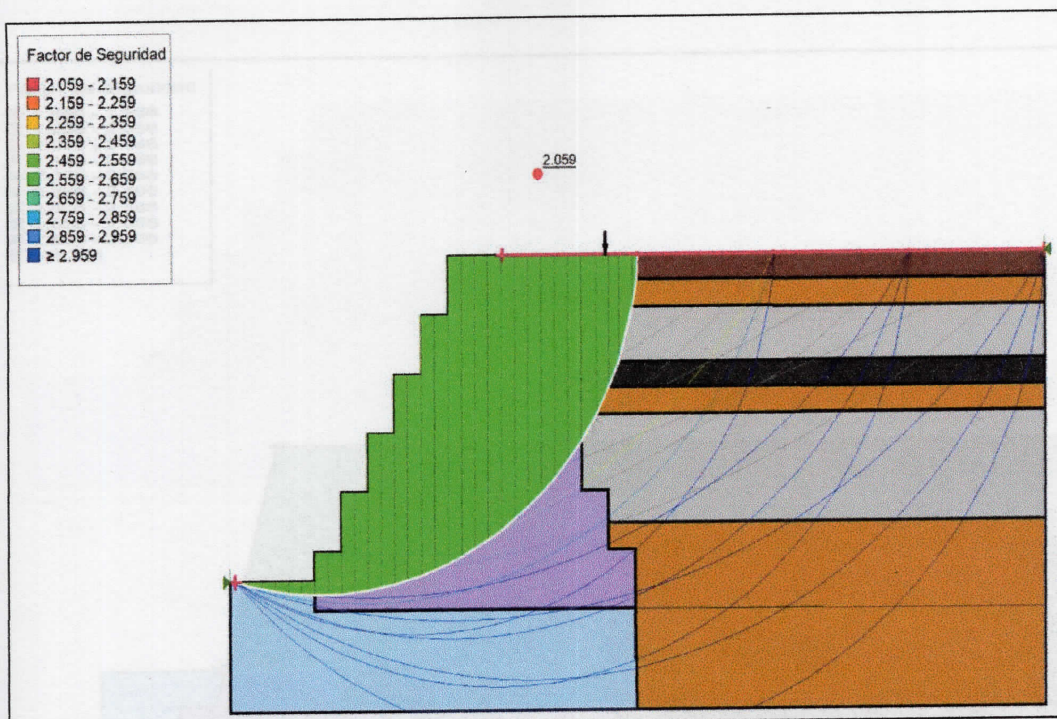


Figura 6.3. Modelo de Gavión Centro CARA en Condiciones Estáticas y en Condiciones Dinámicas.

Es evidente que esta alternativa de mitigación provee una solución para el riesgo de inestabilidad existente, ya que tanto para el análisis estático y el dinámico presenta un factor de seguridad de 2.059 aun mayor a la alternativa de muro, por lo tanto, existe un incremento a los presentados en la tabla 5.14.

Continuando con la presentación de los resultados se procede a mostrar de la misma forma los valores obtenidos con las propuestas planteadas para la sección del talud del colegio. Evaluando los mismos mecanismos se presentan las figuras 6.4 y 6.5 respectivamente.



Factor de Seguridad

■	1.866 - 1.966
■	1.966 - 2.066
■	2.066 - 2.166
■	2.166 - 2.266
■	2.266 - 2.366
■	2.366 - 2.466
■	2.466 - 2.566
■	2.566 - 2.666
■	2.666 - 2.766
■	≥ 2.766

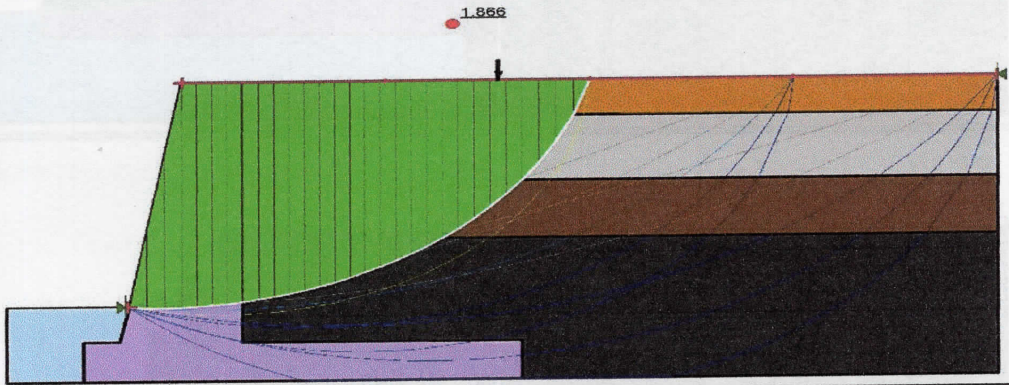


Figura 6.4. Modelo de Muro Colegio 12 de septiembre en Condiciones Estáticas y en Condiciones Dinámicas.

De igual manera se puede apreciar un aumento en el factor de seguridad, en condiciones estáticas y dinámicamente es de 1.866, en base a esto es notorio que se logra establecer una posible solución al problema de inestabilidad, brindando así un grado de seguridad mayor. Sin embargo, del mismo modo que en el caso anterior se presenta a continuación la propuesta de un muro de gaviones.

El factor de seguridad presentado por este medio estructural mejor significativamente en comparación a los resultados mostrados por el talud en condiciones iniciales. En condiciones estáticas el factor de seguridad es de 2.108 y en condiciones dinámicas es de 2.101.

En conclusión, se puede decir que las técnicas aplicadas permiten obtener un aumento en la estabilidad del talud (factores de seguridad), por lo cual se puede decir que se logró cumplir con el objetivo propuesto.

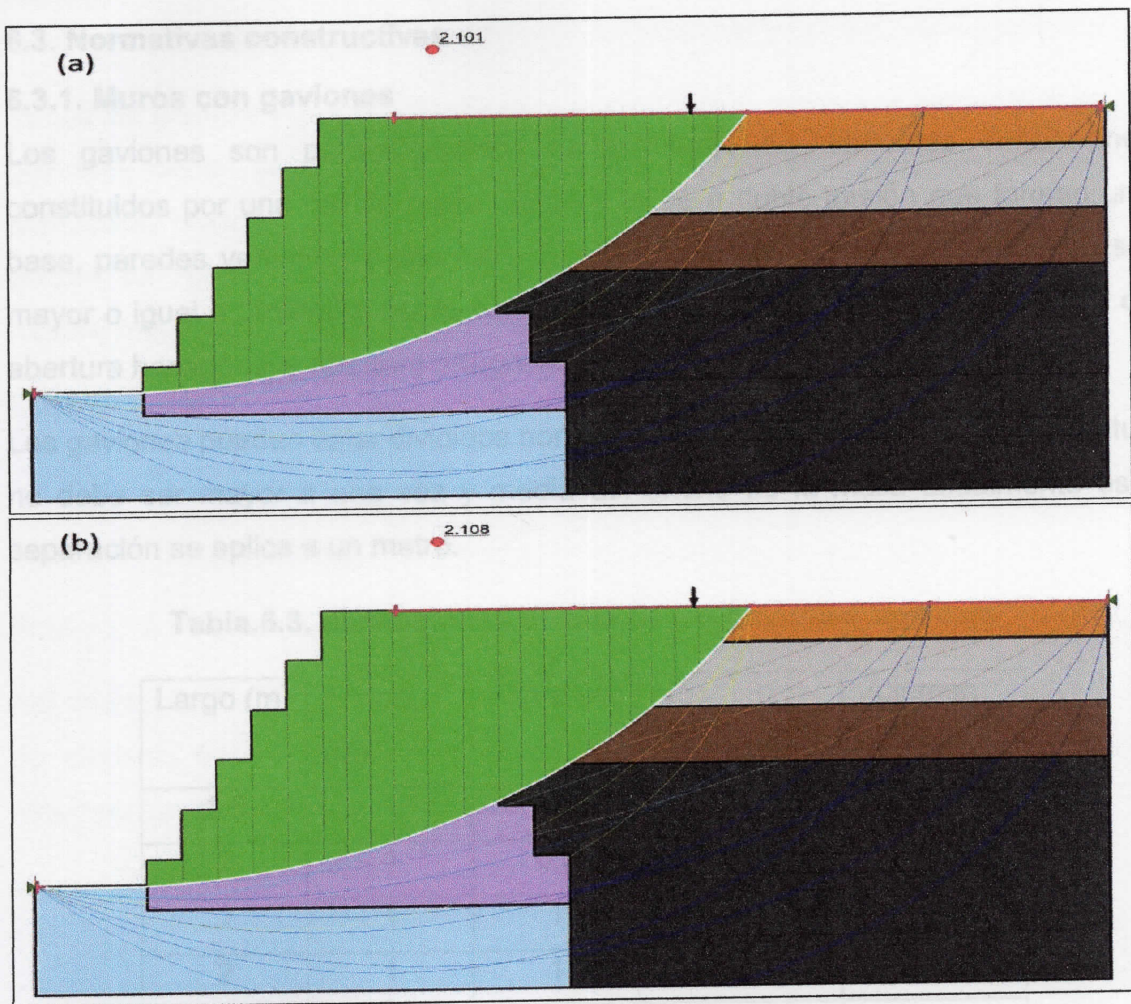


Figura 6.5. (a) Modelo de Gavión Colegio 12 de septiembre en Condiciones Dinámicas, (b) Modelo de Gavión en Condiciones Estáticas.

El factor de seguridad presentado por este medio estructural mejora significativamente en comparación a los resultados mostrados por el talud en condiciones iniciales. En condiciones estáticas el factor de seguridad es de 2.108 y en condiciones dinámicas es de 2.101.

En conclusión, se puede decir que las técnicas aplicadas permiten obtener un aumento en la estabilidad del talud (factores de seguridad), por lo cual se puede decir que se logró cumplir con el objetivo propuesto.



6.3. Normativas constructivas

6.3.1. Muros con gaviones

Los gaviones son paralelepípedos rectangulares de diferentes dimensiones constituidos por una red de malla metálica tejida a doble torsión que forman una base, paredes verticales y una tapa. El peso específico de los bloques debe ser mayor o igual a 2ton/m^3 y por la conformación de las mallas estas pueden ser de abertura hexagonal y abertura ortogonal.

Los gaviones pueden estar divididos por diafragmas formando celdas cuya longitud no debe ser mayor a una vez y media del ancho de la malla usualmente esta separación se aplica a un metro.

Tabla.6.3. dimensiones típicas de los gaviones tipo caja

Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° Diafragmas	Volumen (m ³)
1.5	1	1	-	1.5
2	1	0.5	1	1
2	1	1	-	2
2	1	1	1	2
3	1	0.5	2	1.5
3	1	1	2	3
4	1	0.5	3	2
4	1	1	3	4
4	1.5	1	3	6
5	1	0.5	4	2.5
5	1	1	4	6
5	1.5	1	4	7.5
6	2.0	0.5	5	6



✚ Características de los alambres

Todos los alambres que se utilizan para la fabricación, armado e instalación de los gaviones deben ser de acero dulce recocido de acuerdo a las normas de la asociación brasileña de normas técnicas (ABNT NBR) 8964 y de la American Society for Testing Materials (ASTM) 641, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48kg/mm² cumpliendo con la siguiente proporción:

Material base

Carbono: % C 0.06-0.10

Azufre: % S máx. 0.05

Fosforo: % P máx. 0.04

Así mismo, todos los alambres deben ser revestidos con una aleación de Zinc-5% de aluminio de acuerdo con las especificaciones de la ASTM 856, lo cual es mostrado en la tabla 6.4.

Tabla.6.4. Diámetros de alambre de amarre

Diámetro nominal del alambre (mm)	Mínimo peso de revestimiento (g/m ²)
2.2	240
2.4 y 2.7	260
3	275

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después de que el alambre haya sido enrollado 15 veces por minuto, alrededor de un mandril de diámetro igual a tres veces el diámetro del alambre, no puede ser removido con el dedo de acuerdo con las especificaciones de ASTM 641.

✚ Malla

La malla está constituida por una red tejida de forma hexagonal obtenida de entrecruzar dos hilos de alambre por tres medios giros de acuerdo con las



especificaciones NBR 10514 y ASTM 975. Cabe destacar que no se recomienda con aberturas de mallas mayores a $8 \times 10 \text{ cm}$ (Ver Figura.6.7)

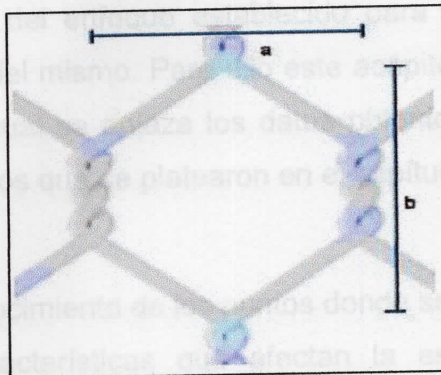


Figura.6.6.Abertura de malla para gaviones tipo caja.

Alambre de bordes

La unión entre el alambre de borde y la malla debe tener una resistencia mínima de 11.7 kn/m . los diámetros usados se muestran a continuación.

6.3.2. Muro monolítico

Las especificaciones técnicas utilizadas en nuestras alternativas propuestas son las siguientes normativas:

- ✚ Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.
- ✚ Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.
- ✚ Diseño y construcción de cimentaciones.
- ✚ Código de cimentaciones en Costa Rica.



7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basado en los resultados obtenidos y a los objetivos planteados, se procede a evaluar el cumplimiento del enfoque establecido para el estudio, a manera de sustentar la realización del mismo. Para ello este acápite se divide en dos partes, las conclusiones en lo cual se enlaza los datos obtenidos y los discutidos en el capítulo 5 con los objetivos que se plantearon en el capítulo 1.

7.1. Conclusiones

Se llevó a cabo el reconocimiento de los puntos donde se efectuó el estudio, con el fin de obtener las características que afectan la estabilidad de los taludes propuestos, se determinó que las de mayor importancia son la geometría del talud, las estructuras aledañas a la corona de este y la dirección más probable de fallas en caso de la ocurrencia de algún evento, además de la composición y comportamiento de suelo. Con estos datos se procedió a idealizar los posibles fenómenos que pudieran desestabilizar la estructura de los taludes.

Posteriormente se procedió a determinar las propiedades tanto físicas como mecánicas del suelo, esto fue posible mediante la realización de trabajos de campo para la recolección de muestras. Una vez conseguidas se procedió a determinar las características internas del suelo, es decir los materiales y propiedades físicas de los mismos, dicha recolección se realizó de dos formas:

- ✚ Extracciones Manuales: se efectuó con el fin de obtener muestras alteradas, para caracterizar el suelo que componen el talud desde el punto de vista geológico.
- ✚ Sondeos de Percusión: a través del ensayo SPT, se determinó datos importantes referente a la estructura del suelo tales como, la estratigrafía, humedad, gravedad específica mediante la recolección de muestras alteradas, además de obtener valores de carga admisible del suelo, estos datos fueron mostrados en el capítulo 5., con este ensayo se constató la ausencia del nivel freático; por ende, los esfuerzos totales equivalen a los esfuerzos efectivos, un dato de interés durante el modelamiento de los perfiles.



Las propiedades físicas y mecánicas del suelo fueron determinar mediante pruebas de laboratorio descritas en la tabla 4.1, con estos se obtuvo la clasificación del suelo por medio del método SUCS. Los suelos encontrados corresponden a suelos arenolimosos (SM), este tipo de suelos no presentan características cohesivas.

Otros datos de interés para el análisis corresponden a: ángulos de fricción (ϕ) y módulos de corte máximos (G_{max}), se determinaron por medio de relaciones en base al ensayo SPT.

Ya determinados estos parámetros se procedió a evaluar la estabilidad del talud ingresándose a los programas propuestos, este análisis se realizó en dos condiciones; estas fueron estáticas y dinámicas. La cuantificación usada para determinar si es estable o no, es el factor de seguridad.

En condiciones estáticas el talud fue revisado con tres métodos de análisis de equilibrio limite (Janbu Generalizado, Morgenstern-Price y Spencer), dentro de estos dos últimos métodos los datos obtenidos son similares; no obstante, Janbu Generalizado presenta una diferencia un poco considerable, dichos datos fueron presentados en la tabla 5.12.

Se definieron tres rangos o intervalos de factores de seguridad para definir zona de alto, medio y bajo riesgo, estos rangos son:

F.S. < 1.1 – Zona de alto riesgo

$1.1 < \text{F.S.} < 1.5$ – Zona de riesgo medio

F.S. ≥ 1.5 – Zona de bajo riesgo.

A través del análisis se observa que el tipo de fallas se da por derrumbe o desprendimiento de material. Estos mecanismos se producen de forma lenta; no obstante, cambian significativamente las zonas definidas para los factores de seguridad, esto se puede apreciar en la Fig. 5.13.

Del mismo modo se puede concluir, que los efectos de las estructuras en la corona del talud influyen significativamente en la estabilidad, si se compara con el peso propio del material en el talud los esfuerzos que estas producen son muy bajos.



Esto se determinó en base al análisis estático inicial efectuado con Geo-Quake 2012.

En condiciones dinámicas se determinó el desplazamiento máximo horizontal con un valor de 26.34 cm, del cual es evidente que las estructuras en la parte superior se ven seriamente comprometidas durante un evento de esta magnitud. Si bien un desplazamiento de esta magnitud es considerable, no quiere decir que el talud llegue a colapse totalmente, pero sí que estarían ocurriendo deformaciones permanentes muy considerable.

Esta magnitud de desplazamiento se debe a que el programa reconoce que el sismo se origina en las condiciones determinadas como frontera, por lo que no existen masas o elementos que disipen la energía producida por los datos del acelerograma utilizado.

Los datos de factores de seguridad varían de acuerdo a las condiciones de análisis; por un lado los factores en condiciones estáticas que si bien indican que el talud es inestable estos son menores en comparación con los obtenidos en condiciones dinámicas donde el factor es reducido significativamente. Existen dos puntos donde el factor de seguridad se mantiene estable en ambas condiciones, esto se debe a la geometría del talud (altura, posición del análisis perfil, condiciones del borde, etc.).

Es evidente que las estructuras en la parte superior del talud se encuentran dentro de la zona de alto riesgo, por lo que se procedió a proponer y evaluar alternativas de solución de estabilización. Para ello se tomó en cuenta que las cargas producidas por las estructuras, ya que estas son de gran influencia en la determinación de los empujes activos de las masas de suelo, del mismo modo la posición de estas, ya que limitan las dimensiones de las alternativas de solución que se proponen.

Teniendo en consideración los datos descritos anteriormente se obtiene que las medidas o alternativas para estabilizar el talud corresponden a métodos estructurales, para lo cual se proponen muros.



Los muros de contención presentados brindan un factor de seguridad alto duplicando incluso el factor de seguridad en el cual se encuentra el talud, por tanto, se puede decir que son una buena forma de mitigar el nivel de riesgo que posee.

De esta forma se puede concluir que las propuestas de muros presentadas en ambos puntos son viables, sumándose a esto la rentabilidad de ser un método de gran durabilidad y poco mantenimiento, por lo que son alternativas factibles en las condiciones encontradas.

7.2. Recomendaciones

Si bien al proponer la alternativa de mitigación en base a muros de contención, se logró mejorar las condiciones de los taludes de forma experimental en la comunidad, podemos decir que:

- Se debería realizar la estabilización de los taludes en la Comarca Jocote Dulce, teniendo en cuenta las propuestas mencionadas en el estudio.
- Efectuar un modelamiento y análisis tridimensional de la estabilidad del talud a fin de obtener datos más precisos.
- Evaluar otras alternativas no estructurales en convenio con los actores directos (dueños de las propiedades).
- Aplicar otro tipo de sistemas constructivos de menores costos.
- Llevar a cabo estudios de amenaza sísmicas, mediante la realización de pruebas como refracción o vibración ambiental que permiten determinar valores de velocidades de ondas primarias o de compresión y velocidades de ondas secundarias o de corte.
- Concientizar a la comunidad a no construir en zonas de riesgo.
- Mejorar los sistemas constructivos a aplicarse en futuros proyectos de vivienda en base a este estudio.
- Realizar la caracterización geológica y geotécnica de toda la comunidad.
- Determinar las propiedades mecánicas de los suelos en laboratorio.
- Incluir otros registros sísmicos en el análisis dinámico.
- Trabajar en conjunto con autoridades locales, a fin de realizar estudios futuros.



- ✚ Concientizar a las personas para realizar estudios de suelos antes de construir en zonas de riesgo.
- ✚ Realizar el diseño de refuerzos en los muros propuestos.
- ✚ Realizar las revisiones de cortante unidireccional, punzonamiento y capacidad de carga del cimiento corrido del muro.

"Caso Específico", s.l.: s.n.

Alecidia de Managua, 2004. *Plan de manejo de área protegida; paisaje terrestre laguna de Tiscapa*, Managua: Alcaldía de Managua.

Alfaro Castillo, A. J., 2007. Correlación entre el Valor N del Ensayo de Penetración Estándar y Velocidad de Ondas de Corte para Arollas en Bogotá - Colombia. *Epsilon*, Junio, Issue 8, p. 23.

Anon., s.f. *VII Jornada Geotécnica de Ingeniería Colombiana*, s.l.: s.n.

Anon., s.f. *VII Jornada geotécnica de Ingeniería colombiana*, Bogotá: s.n.

ASTM International., s.l. ASTM D854. "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil solids by Water Pycnometer.. Pensilvania: s.n.

ASTM International., 2007. *ASTM Standard D2216. "Standard Test Method for Laboratory Determination of water (Moisture) Content of soil and Rock by Mass"*. Pensilvania: s.n.

ASTM International, 2007, *ASTM Standard D 422. "Standard Test Method for particles-Size Analysis of Soil"*, Pensilvania: s.n.

ASTM International, s.f. *ASTM Standard D24. "Standard Practice for Classification of Soils of Engineering Purpose (Unified Soil Classification System)"*, pensilvania: s.n.

ASTM, 2001. *"Annual book of ASTM Standards"*. 4.08 ed. United State: Staff.

Bardet, J. P., 1997. *Experimental Soil Mechanics*, s.l.:Prentice - Hall.



8. REFERENCIAS

- Abramson, L. W., Lee, T. S. & Sharma, S., 2002. *Slope Stability and Stabilization Methods*. 2a ed. s.l.:s.n.
- Alberti Arroyo, J. R., Canales Bernal, R. E. & Sandoval, B. H., 2006. "Técnicas De Mitigación Para El Control De Deslizamientos En Taludes Y Su Aplicación A Un Caso Específico".. s.l.:s.n.
- Alcaldia de Managua, 2004. *Plan de manejo de área protegida, paisaje terrestre laguna de Tiscapa*, Managua: Alcaldia de Managua.
- Alfaro Castillo, A. J., 2007. Correlación entre el Valor N del Ensayo de Penetración Estándar y Velocidad de Ondas de Corte para Arcillas en Bogotá - Colombia. *Épsilon*, Junio, Issue 8, p. 23.
- Anon., s.f. *VII Jornada Geotecnica de ingenieria Colombiana*, s.l.: s.n.
- Anon., s.f. *VII Jornada geotecnica de ingenieria colombiana*, Bogota: s.n.
- ASTM International., s.f. ASTM D854. "Standar Test Methods for Specific Gravity of Soil solids by Water Pycnometer.. Pensilvania: s.n.
- ASTM International., 2007. ASTM Standard D2216. "Standard Test Method for Laboratory Determination of water (Moisture)Content of soil and Rock by Mass". Pensilvania: s.n.
- ASTM International, 2007. ASTM Standard D 422."Standard Test Method for parrticles-Size Analysis of Soil".. Pensilvania: s.n.
- ASTM International, s.f. ASTM Standard D24."Standard Practice for Classification of Soils of Engineering Purpose (Unified Soil Classification System).. pensilvania: s.n.
- ASTM, 2001. "Annual book of ASTM Standards". 4.08 ed. United State: Staff.
- Bardet, J. P., 1997. *Experimental Soil Mechanics*. s.l.:Prentice – Hall.
- El Nuevo Diario, 2018. *Deslaves en la isla de Ometepe*. Rivas, Nicaragua.



- Brown, B. & K. . P., 1996. *Automatic Embankment Analysis Equilibrium and Instability Conditions*, *Journal of Soil Mechanics and Foundation division, ASCE*.93 (SM4). s.l.:s.n.
- Brown, R., Ward, . P. & Plafker, . G., 1972. *Geologic and seismologic aspects of the Managua, Nicaragua, earthquakes of December 23*. Managua: s.n.
- Calpa Jimenez, C. E., Pantoja Casanova, J. A., Alfaro Castillo, A. J. & S.J, R. . V. H., 2001. *XI Jornada Geotecnicas de la ingenieria colombiana y IV foro sobre geotecnia de la sabana de bogota*, Bogota: s.n.
- Castro, A. & Gonzales, J., 2013. *Analisis cuantitativo de la estabiliad en taludes y ladera*. Tijuana(Baja California): Universidad de la Californias Internacionales..
- CENAPRED, 2001. *Inestabilidad de Laderas*. 2a ed. Mexico: CENAPRED.
- Clough, W. & W. J., 1967. *Analysis of embankment stresses and deformations*,*Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE*. s.l.:s.n.
- Corominas J & Garcia Yague, A., 1997. *"Terminologia de los movimientos de Laderas".IV simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables* , Granada: s.n.
- Crespo Villalaz, C., 2004. *Mecanica de suelos y cimentaciones*. 4ta ed. s.l.:Limusa, S.A de C.V..
- Das, B., 1985. *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. D.F: Thomson Learning.
- Das, B. M., 2001. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*.. D.F: Thomson Learning.
- Delgado Vargas, M., 1999. *"Ingenieria de cimentaciones"*. Colombia: AlfaOmega.
- Diario, N., 2016. s.l.:s.n.
- Djoenaid, W. J., 1985. *A compendium of soil properties and correlations*, Sydney: University of Sydney.
- Duncan, J. M., 1996. *Limit equilibrium and finit-element analysis of slope*. *Journal of Geotechnical Engineering*.. s.l.:s.n.
- El Nuevo Diaro, 2016. Derrumbes en la isla de Ometepe. *Rivas, Nicaragua*.



- EM 1110-1-1905, 1992. *"Bearing capacity of soils"*. United State of American: s.n.
- Fellenius, w., 1936. *Calculation of the Stability of Earth Dams. Proceedings of the Second Congress of Large Dams*. s.l.:s.n.
- Gabino, P., 2005. *Análisis numérico de flujo y la estabilidad de un talud de mineral*. s.l.:Universidad Católica de Río de Janeiro..
- Gallardo, G., 2005. *"Curso de ingeniería de cimentaciones "*. Perú: s.n.
- Geo-Studio, 2007. *Manual computacional Slope/W Y Quake/W*, s.l.: Geo-Studio.
- Gonzales de Vallejo, L., 2002. *Ingeniería Geologica*. Madrid: Pearson.
- Hradecky,P., 1997. *"Geología y amenaza geologica en Managua,Nicaragua,Czech geological service and INETER"*. Prague-Managua.: INETER.
- Hradecky, P., 2001. *"Informe final de consultoria para el proyecto : Actualizacion del mapa geologico estructural del area de Managua.Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales (INETER)."*, Managua: INETER.
- INETER & COSUDE, 2005. *Mapa de Amenazas de Inestabilidad de Laderas*, Managua: COSUDE.
- INETER, 2002. *Actualizacion de fallas geologicas de Managua.*, Managua: Area de Geofisica.
- INETER, 2003. *Caracterización Climatológica de la Ciudad de Capital*, Managua: INETER.
- INETER, 2008. *"Caracterización climática del departamento de Managua"*, Managua: Informe Tecnico.
- INETER, 2010. *Mapas de Inestabilidades de terreno y geologia.*, Managua: INETER.
- INETER, 2013. *Evaluación de desastre y los peligros residuales en el volcán Casitas*. Managua: INETER.



- INIDE, 2001. *Informe general del Anuario demográfico en Nicaragua*, Managua: INIDE.
- Instituto Geologico y Minero de España, 1986. *Manual de Taludes*. s.l.:s.n.
- Knudson, C., Perez , V. & Mathiesen , R., 1974. *Stron-motion instrumental records of the Managua earthquake of December 23,1972*.Bull. s.l.:SEis.Soc.Am.64,1049-1067.
- La Prensa, 2014. Derrumbe de muro perimetral en. *Mnagua,Nicaragua*, 16 Octubre.
- La Prensa, 2015. Derrumbe en las cercanías de Villa fontana. *Managua, Nicaragua*, 10 Abril.
- Laprensa, 2012. "20 puntos vulnerables de deslizamientos". *Articulo*.
- Leeds, D., 1973. *Destructive earthquake of Nicaragua*.Earthquake engineering research institute conference proceedings. California: INETER.
- Lin, C. W., Liu, S. H., Lee, S. y. & Liu, C. C., 2006. "Impacts of the Chi-Chi earthquake on subsequent rainfall-induced landslides in central Taiwan" *Engineering Geology* 86 pp. 87–101.. Taiwan: s.n.
- López A, E., 2000. *Evaluación preliminar de las propiedades físicas y mecánicas de depósitos de pómez, escoria volcánica y limo pomáceo para fines de capacidad de carga de fundaciones*". Managua: s.n.
- Lopez Mendardi, R. E., 2003. *Determinacion in situ de las propiedades ingenieriles de los suelos y su relacion con el ensayo normal de penetracion*", Argentina: s.n.
- Matteis, A., 2003. *Geologia y Geotecnia*.Curso de estabilidad de taludes.. s.l.:Universidad Nacional del Rosario.Facultad de Ciencias exactas ,Ingenieria y Agrimensura.
- Mendoza L, M. D. M. L., 2003. V. *Estimacion de la Amenaza y el Riesgo de delizamiento en Laderas*, s.l.: s.n.
- Morales Alvarado, D., 2009. *Comparacion de los metodos de Bishop,Janbu y Fellenius para el calculo de estabilidad de talud*. Guatemala: s.n.



- MTI, 2007. *Reglamento Nacional de la Construcción*. Managua: s.n.
- Newmark, M., 1965. *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Fifth Rankine Lecture*. s.l.:s.n.
- Pacheco Zapata, A. A., 2006. *Estabilizacion de Talud de la Costa Verde de San Isidro*. Lima: Pontificia Universidad Catolica de Peru.
- Pérez, R. & Rojas, J., 2005. *Estudio de vulnerabilidad ante deslizamientos de tierra en la microcuenca las Marías Telica, León*. Managua: s.n.
- Peck, R., 1991. *"Ingeniería de Cimentaciones"*. Mexico: Limusa.
- Prensa., 2012. *20 Puntos vulnerables de deslizamiento*. Managua: s.n.
- Prensa, 2014. *Derrumbe de muro perimetral en Barrio 18 de Mayo*. Managua: s.n.
- Prensa, 2015. *Derrumbe en las cercanías de Villa fontana*. Managua: s.n.
- Rodriguez Cifuentes, L. S. P. C., 2013. *Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales*. Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Rodriguez Peces, M. J. & Garcia Mayordomo, J., 2008. *Evaluación regional de inestabilidades de ladera por efecto sísmico en la Cuenca de Lorca (Murcia): Implementación del método de Newmark en un SIG*. Madrid: s.n.
- Rodriguez, N. & Montenegro, D., 2002. *Propuesta de columna estratigrafica para Managua*, Managua: INETER.
- SIG-Georriesgos, 2011. *Amenaza por inestabilidad de ladera del area de Managua y sus alrededores*. Managua, s.n.
- Suarez, J., 1998. *"Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales"*. Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Suarez, J., 2009. *Deslizamientos, Tecnicas de Remediacion Vol. 2*. Santander: Universidad Industrial Santander.



Suarez, J., 2011. *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Santander: Universidad Industrial Santander.

Urrutia Varese, P., 2008. *"Análisis Dinámico de Estabilidad por Elementos Finitos de los Taludes de la Costa Verde en el Distrito de Miraflores"*. s.l.:Pontificia Universidad Católica del Perú. .

Varnes, D. J., 1978. *Slope movement types and processes*. Washington D.C: s.n.

Valle, E., 1973. *Daños causados por los temblores del 23 de Diciembre de 1972 en las construcciones de Managua, Mexico*: UNAM.

Walther, C. y otros, 2000. *Cristal Structures across the Pacific margin of Nicaragua, evidence for ophiolitic basement and a shallow mantle silver* *Geophysical Journal International* 141 (3) 759 – 777. Managua: Doil.

Woodward, C., 1975. *Investigation of active faulting in Managua Nicaragua, and vicinity*, Managua: s.n.

Zienkiewics, O. & Taylo, R., 1975. *The Finite Element Method in Structural and Continuum*. s.l.:s.n.

Figura A.1. Localización de Sondas SPT en la Comunidad, modificado de ArcGIS 10.5.

● Sondas

Tabla A.1. Coordenadas de puntos de ensayo SPT

Sondeo	Localización	Coordenadas		Profundidad(m)	menm
		E	N		
SPT 1	Corona de talud Centro Casa	0579105.97	1337990.23	6	262
SPT 2	Corona de talud Colegio	0579020.36	1336321.80	4.5	325



ANEXOS

Apéndice A: Puntos de Estudio

Mapa de Puntos de Estudio.

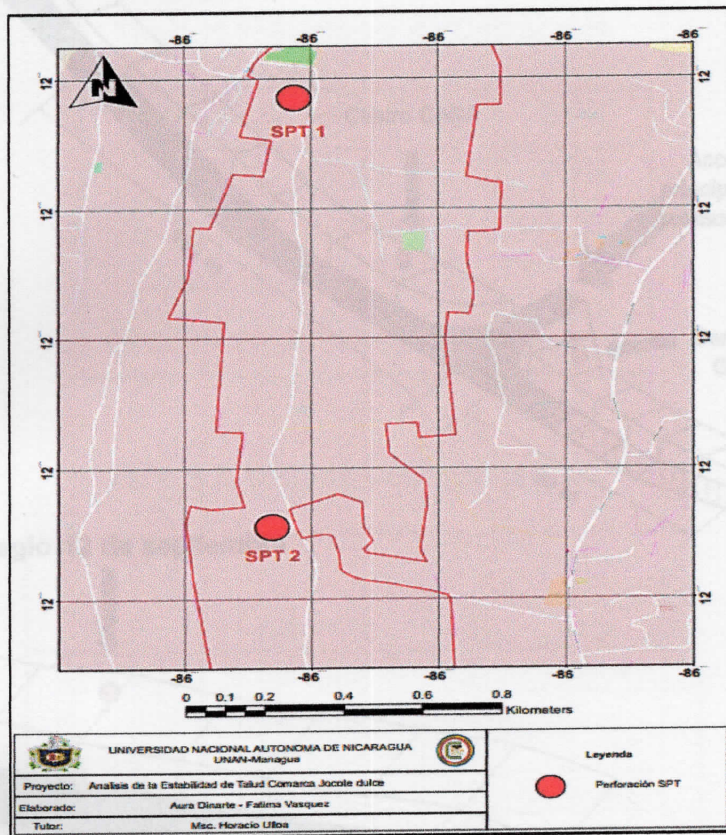


Figura A.1. Localización de Sondeos SPT en la Comunidad, modificado de ArcGIS 10.5.

Sondeos.

Tabla A.1. Coordenadas de puntos de ensayo SPT

Sondeo	Localización	Coordenadas		Profundidad(m)	msnm
		E	N		
SPT 1	Corona de talud Centro Cara	0579105.97	1337099.23	6	262
SPT 2	Corona de talud Colegio	0579020.36	1336321.80	4.5	325

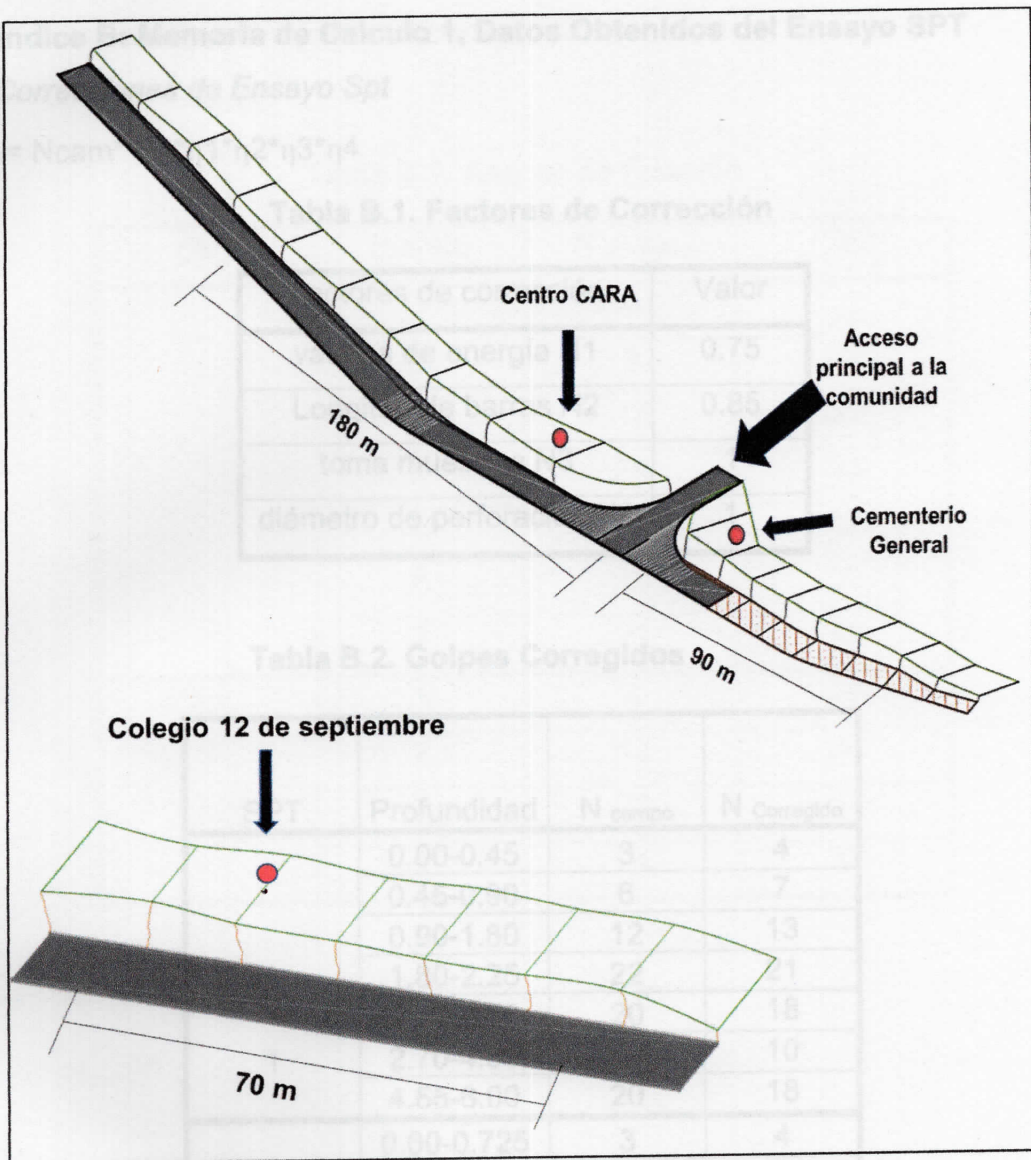


Figura A.2.Descripcion de los puntos seleccionados

**Apéndice B: Memoria de Calculo 1, Datos Obtenidos del Ensayo SPT****Correcciones de Ensayo Spt**

$$N_{\text{corr}} = N_{\text{cam}} * C_n * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Tabla B.1. Factores de Corrección

Factores de corrección	Valor
valores de energía N1	0.75
Longitud de barras N2	0.85
toma muestras N3	1
diámetro de perforación N4	1

Tabla B.2. Golpes Corregidos

SPT	Profundidad	N _{campo}	N _{Corregido}
1	0.00-0.45	3	4
	0.45-0.90	6	7
	0.90-1.80	12	13
	1.80-2.25	22	21
	2.25-2.70	20	18
	2.70-4.55	13	10
	4.55-6.00	20	18
2	0.00-0.725	3	4
	0.725-2.02	13	10
	2.02-3.17	20	18
	3.17-4.5	22	21



Determinación del Angulo de Fricción Interna

$$\Phi = 27 + 0.3 \cdot (N_{\text{corregido}}).$$

Tabla B.3. Angulo de Fricción

SPT	Estrato	N _{corregido}	Φ
1	1	4	28
	2	8	29
	3	12	31
	4	24	33
	5	21	32
	6	12	30
	7	21	32
2	1	4	28
	2	12	30
	3	21	32
	4	24	33

Tabla B.4. Densidades de los Suelos

Determinación de las velocidades de onda de corte

$$V_s = 80 \cdot (N_{\text{corr}})^{1/3}$$

	densidad(kg/m ³)		Valores de densidad(kg/m ³)
Cementerio		Colegio 12 de septiembre	
1	1650.56	1	1650.56
2	1710.045	2	1346.65
3	1478.95	3	1806.58
4	1714.87	4	1714.87
5	1806.58	-	-
6	1346.65	-	-
7	1806.58	-	-



Tabla B.3. Angulo de Fricción

SPT	Estrato	N _{corregido}	Vs
1	1	4	123.27
	2	8	151.37
	3	12	186.13
	4	24	219.08
	5	21	207.72
	6	12	171.06
	7	21	207.72
2	1	4	123.27
	2	12	171.06
	3	21	207.72
	4	24	219.08

✚ Módulos de cortes máximo

$$G_{max} = \rho V_s^2$$

Tabla B.4. Densidades de los Suelos

Estrato CARA y Cementerio	Valores de densidad(kg/m ³)	Estrato Colegio 12 de septiembre	Valores de densidad(kg/m ³)
1	1650.56	1	1650.56
2	1710.045	2	1346.65
3	1479.95	3	1806.58
4	1714.87	4	1714.87
5	1806.58	-	-
6	1346.65	-	-
7	1806.58	-	-



Tabla B.5. Módulo de Corte Máximo

Estrato CARA y Cementerio	G_{max}	Estrato Colegio 12 de septiembre	G_{max}
1	25082768.76	1	25082768.76
2	39182434.3	2	39404571.1
3	51269514.28	3	77950624.95
4	82309271.95	4	82309271.95
5	77950624.95	-	-
6	39404571.1	-	-
7	77950624.95	-	-

Apéndice C. Resultados Geotécnicos y Estratigrafía

A continuación, se presenta de forma esquemática los resultados geotécnicos en los ensayos tanto de campo como de laboratorio.

✚ Strater.

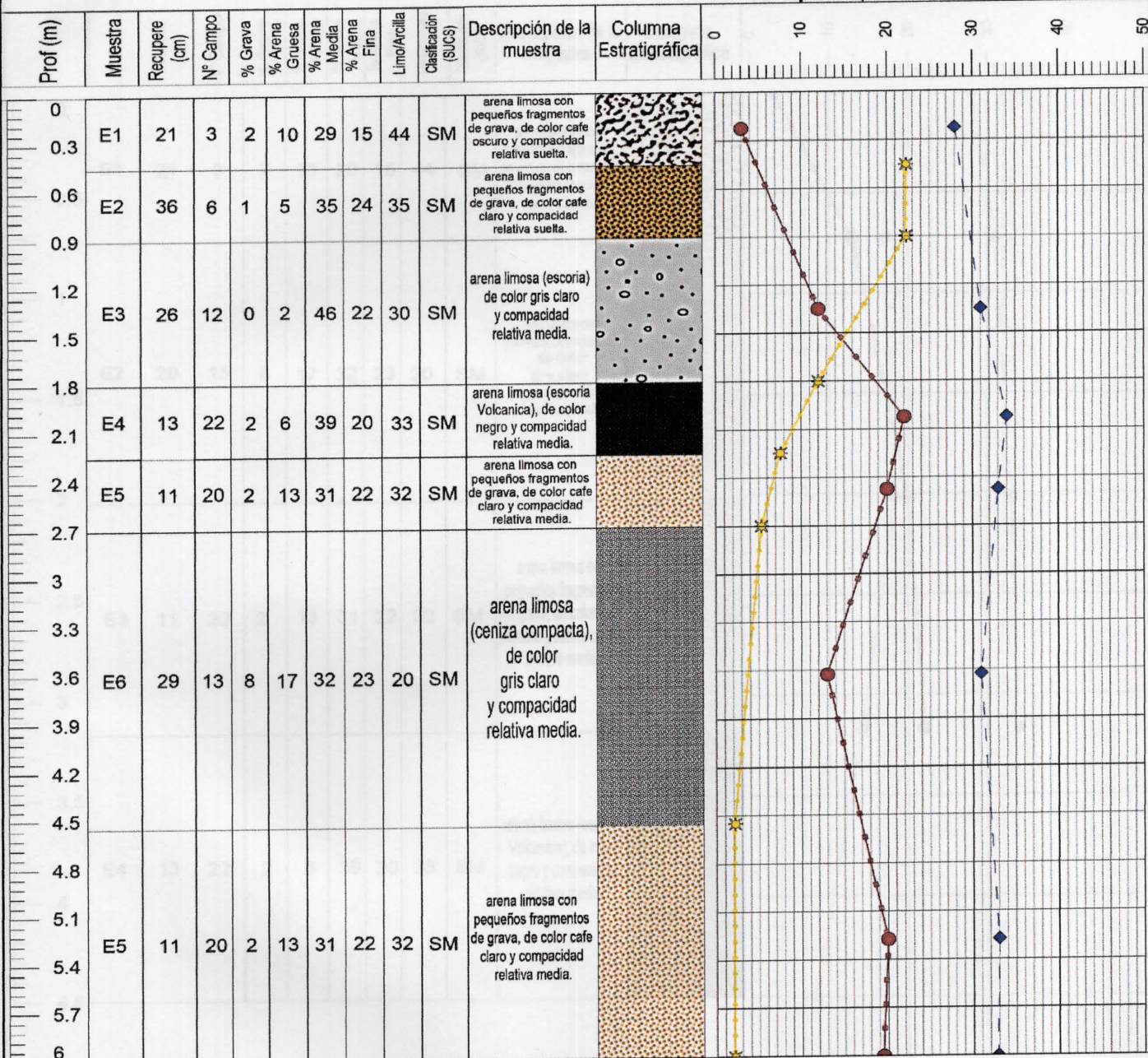


SPT 1

Tesis Monografica: Evaluacion de Estabilidad de Talud
Localización: Comarca Jocote Dulce, Managua
Profundidad de Nivel Freático (msnm): No se encontro

Fecha de Inicio de Perforaciones: Agosto 2017
Fecha de Culminación de Perforaciones: Agosto 2017
Metodo de Perf. y Muestreo: ASTM D-1586
Tesisas: Aura Dinarte - Fatima Vasquez
Tutor: Msc. Horacio Ulloa

N° Golpes/φFricción/%Humedad



Leyenda

● Numero de Golpes ◆ Ángulo de Fricción ☀ Porcentaje de Humedad

Nota: Todos los materiales encontrados presentan características no plasticas

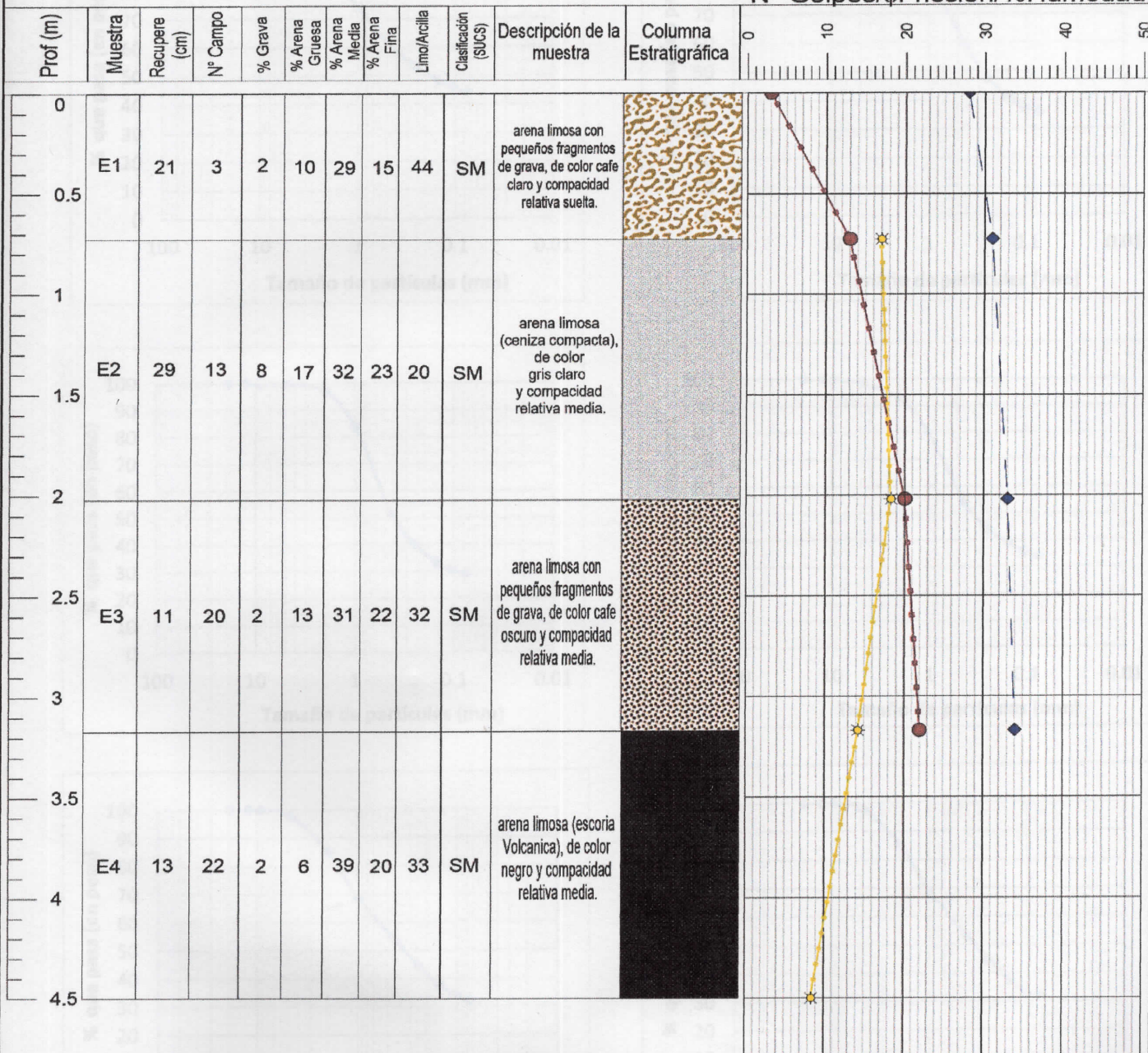




SPT 2

Tesis Monografica: Evaluacion de Estabilidad de Talud
Localización: Comarca Jocote Dulce, Managua
Profundidad de Nivel Freático (msnm): No se encontro

Fecha de Inicio de Perforaciones: Agosto 2017
Fecha de Culminación de Perforaciones: Agosto 2017
Metodo de Perf. y Muestreo: ASTM D-1586
Tesisistas: Aura Dinarte - Fatima Vasquez
Tutor: Msc. Horacio Ulloa

N° Golpes/ ϕ Fricción/%Humedad

Leyenda



● Numero de Golpes ◆ Ángulo de Fricción ☀ Porcentaje de Humedad

Nota: Todos los materiales encontrados presentan características no plasticas



Gráficos de granulometría

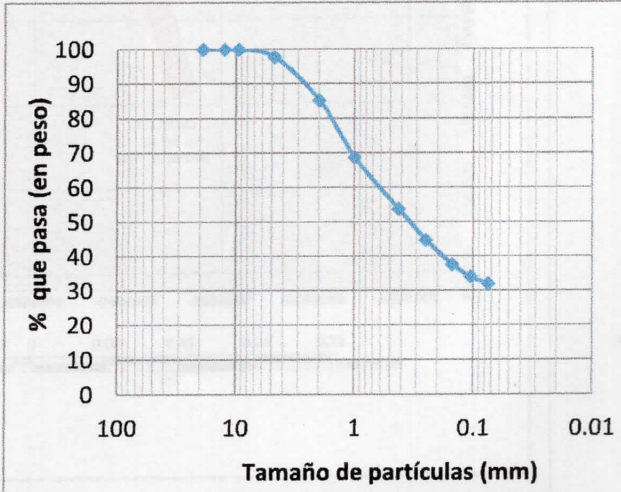
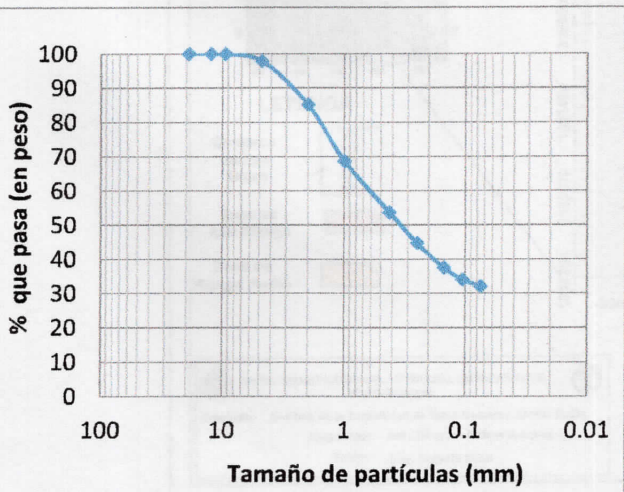
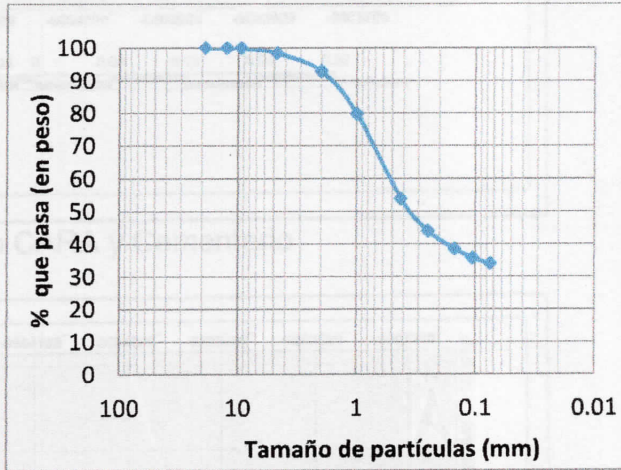
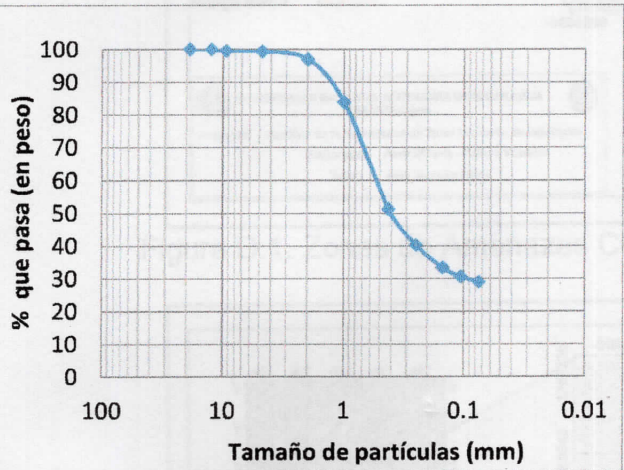
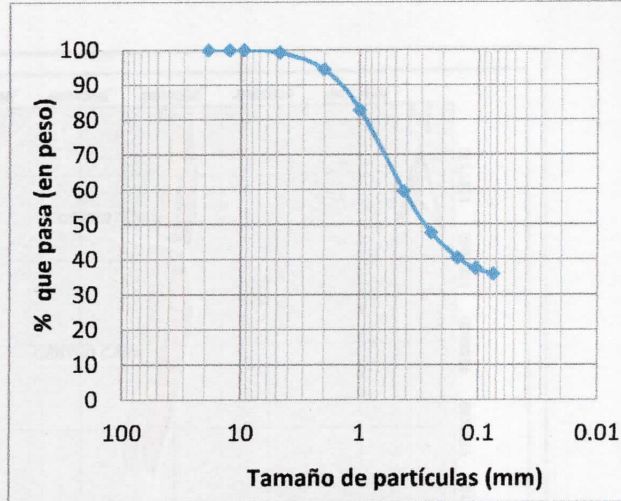
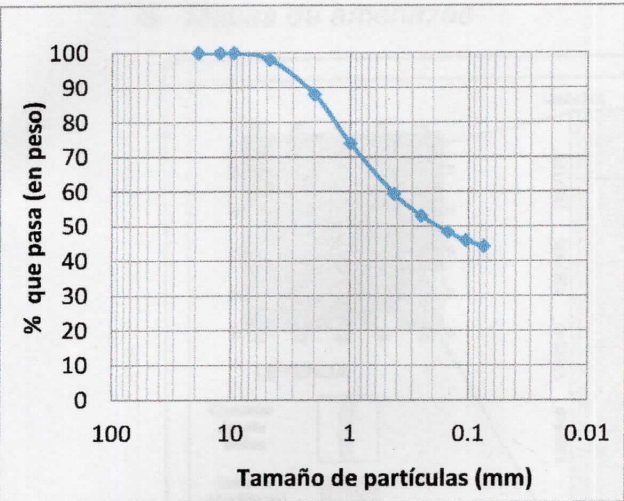


Figura D.2 Zonas de Amenazas Colegio D.2 de software.



Apéndice D. Mapa de Amenazas y Resultados de Modelos en Software

Mapas de amenazas

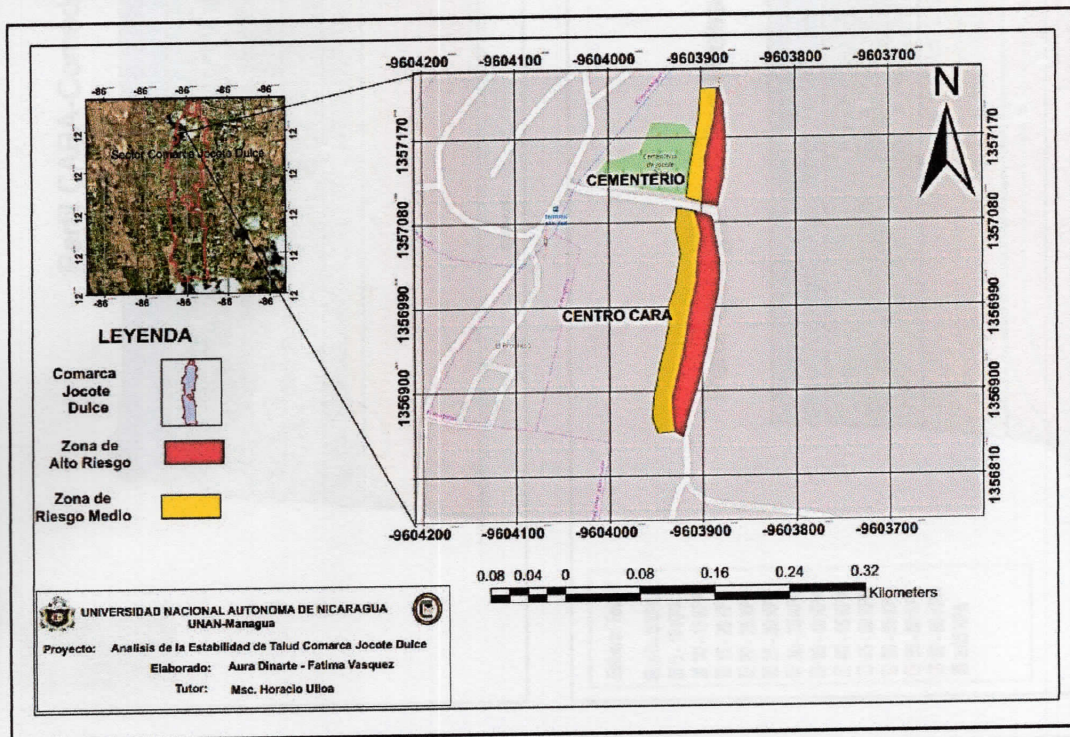


Figura D.1. Zonas de Amenazas Centro CARA y Cementerio

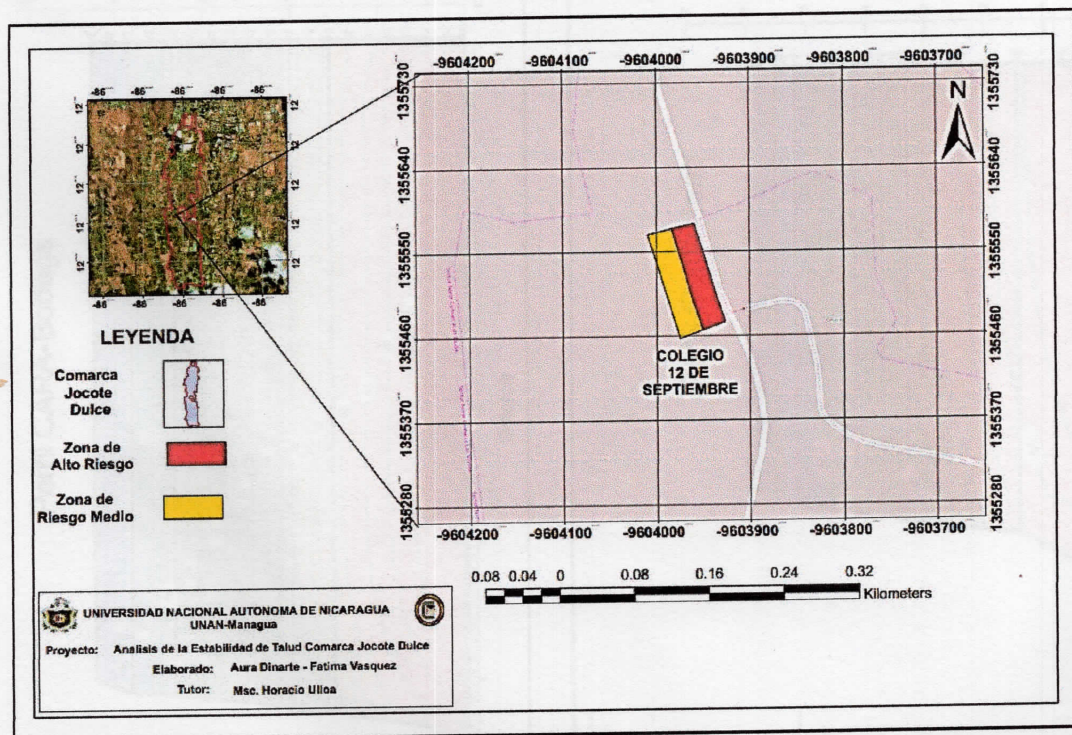
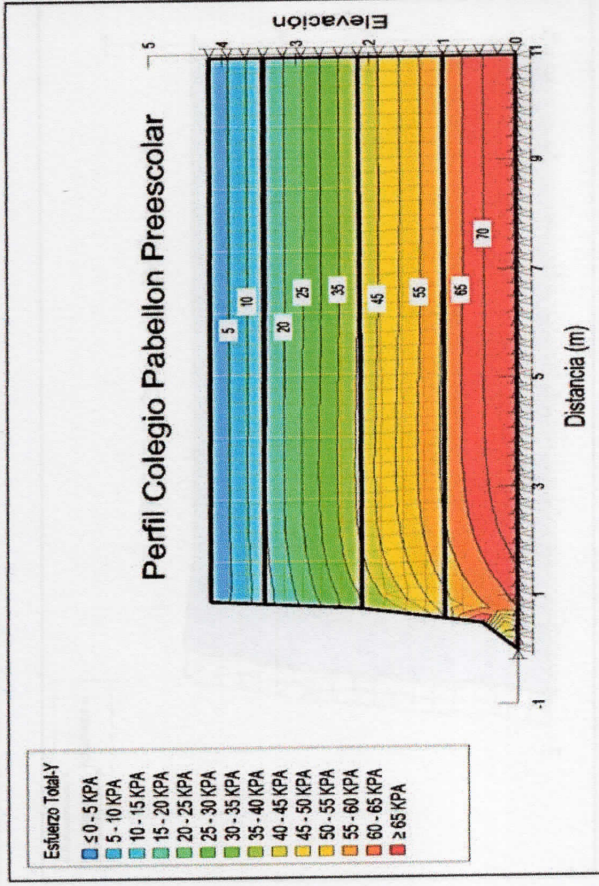
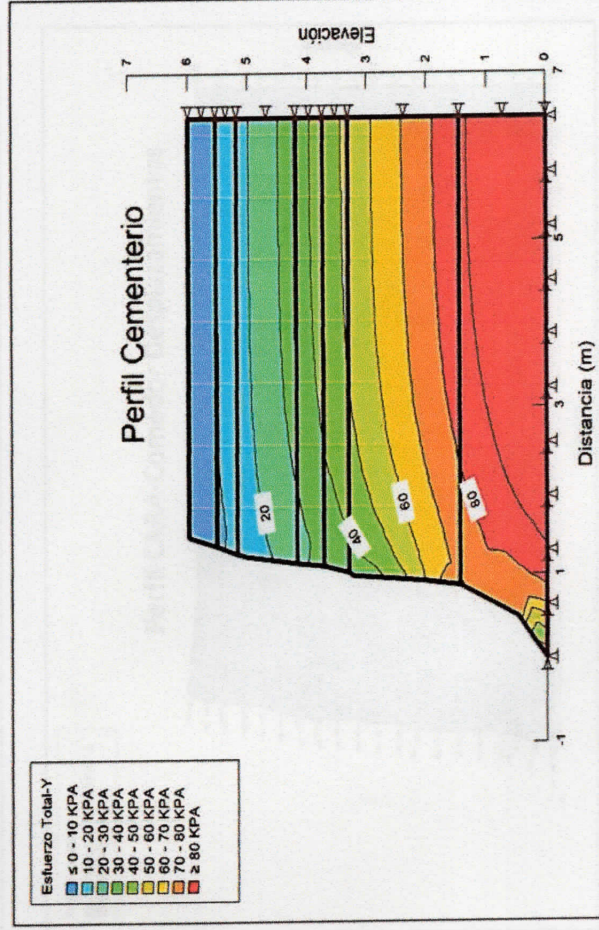
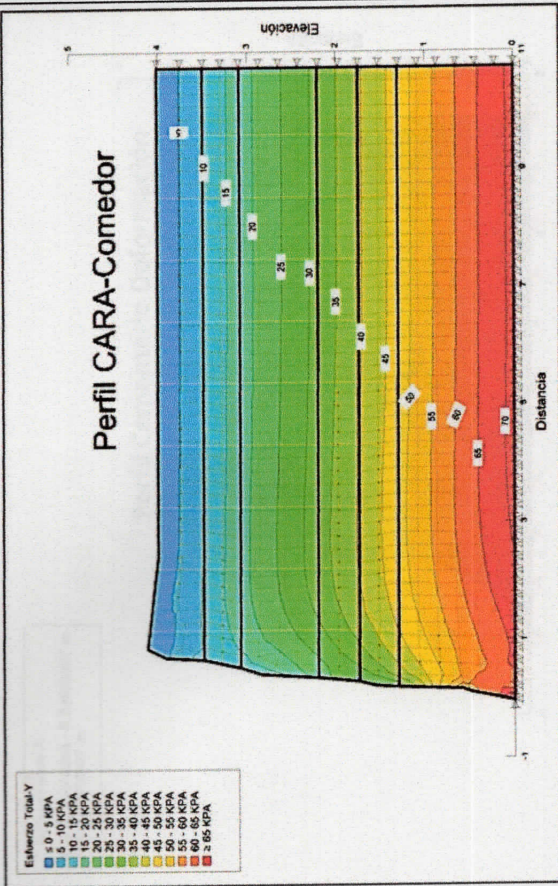
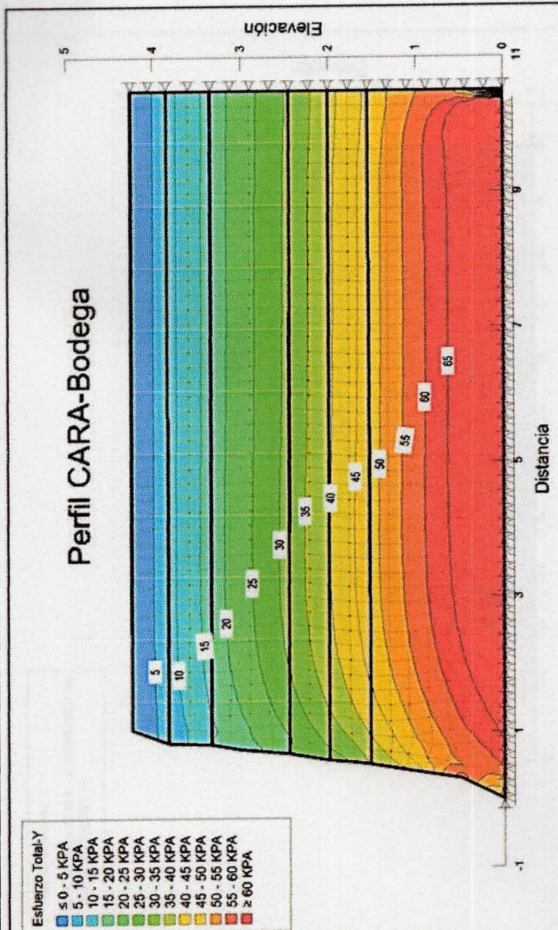


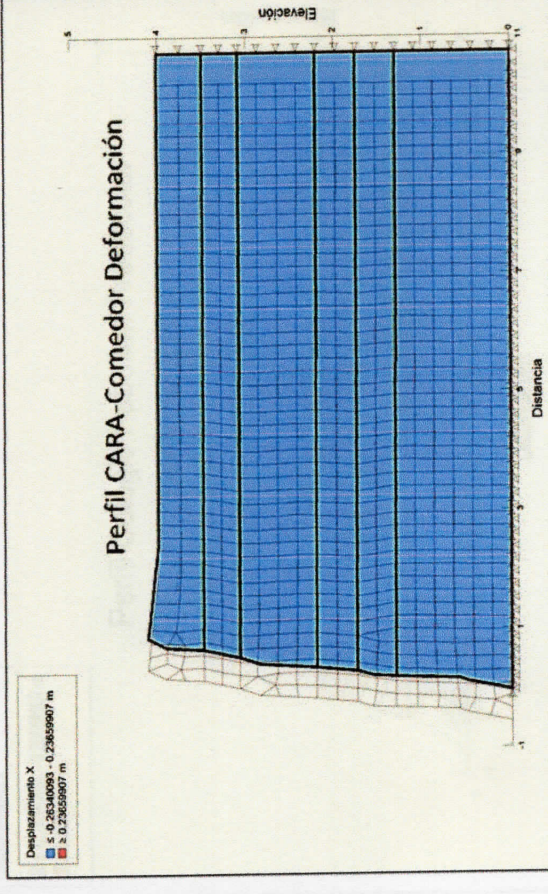
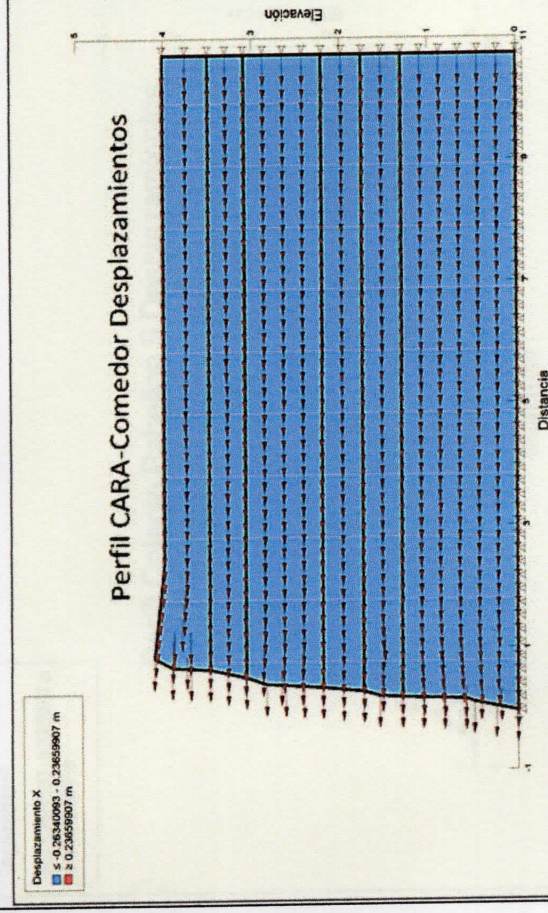
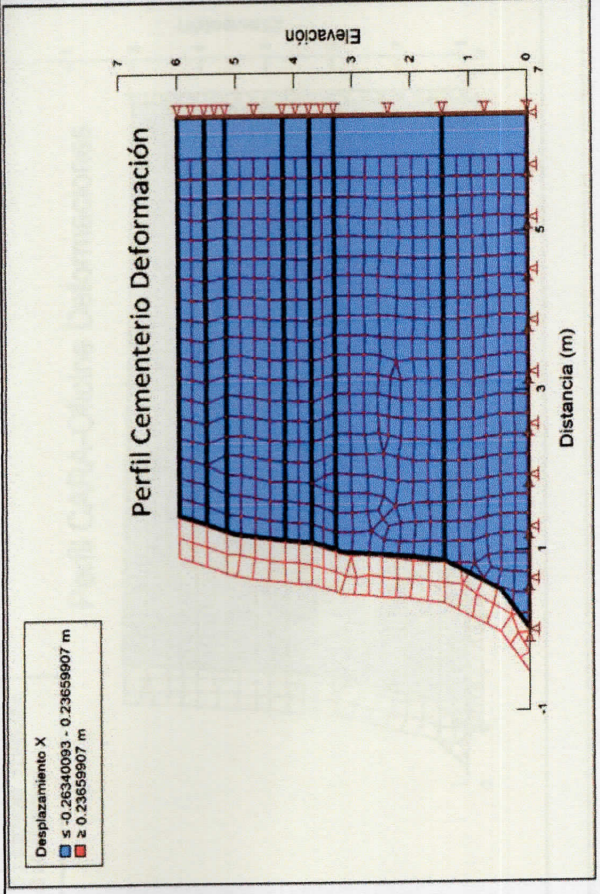
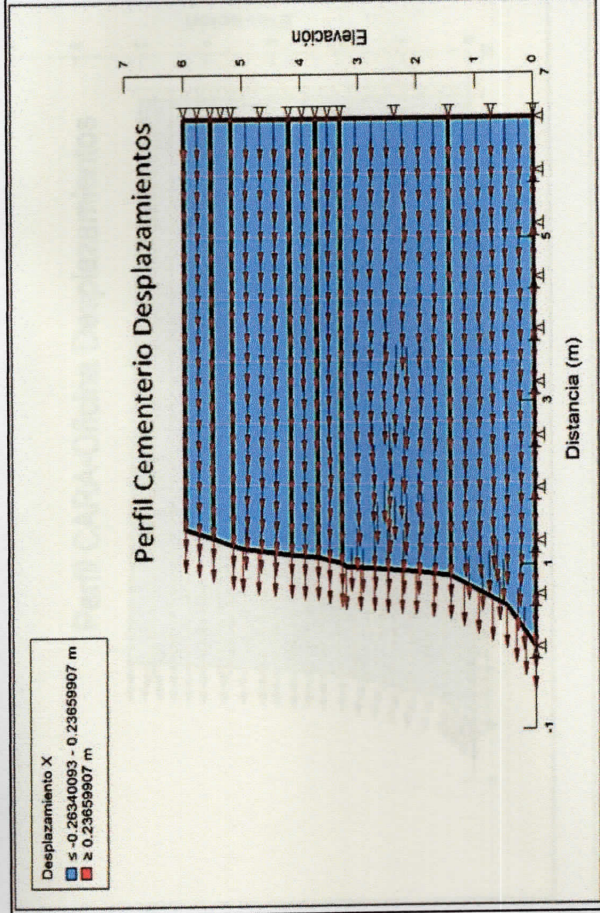
Figura D.2. Zonas de Amenazas Colegio 12 de septiembre.





Anexos

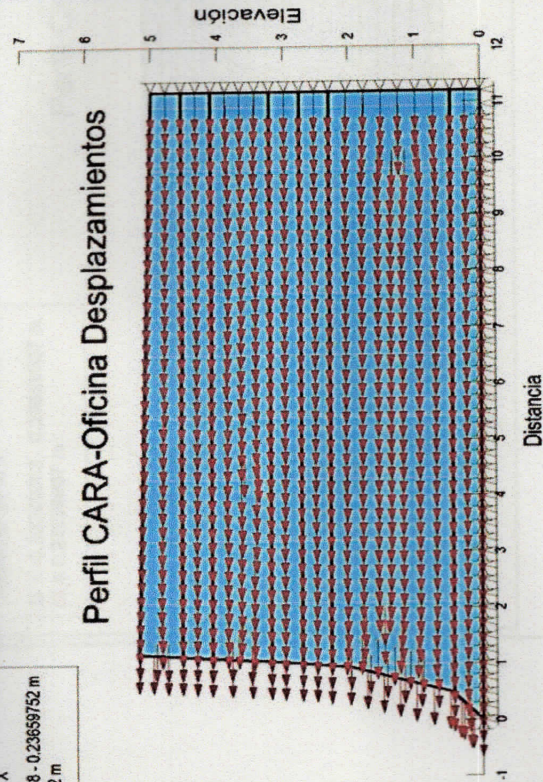
Modelos de Análisis Dinámico en QuakeW, (Desplazamientos y Deformaciones)



Desplazamiento X

■ ≤ -0.26340248 - 0.23659752 m
■ ≥ 0.23659752 m

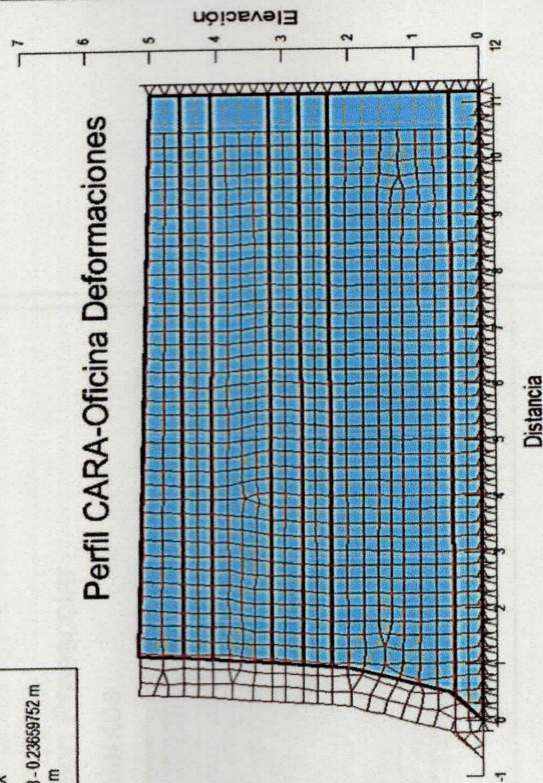
Perfil CARA-Oficina Desplazamientos



Desplazamiento X

■ ≤ -0.26340248 - 0.23659752 m
■ ≥ 0.23659752 m

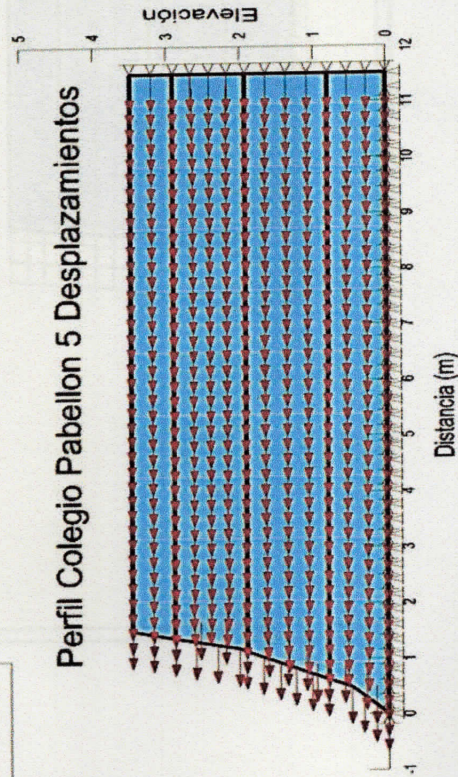
Perfil CARA-Oficina Deformaciones



Desplazamiento X

■ ≤ -0.26340093 - 0.23659907 m
■ ≥ 0.23659907 m

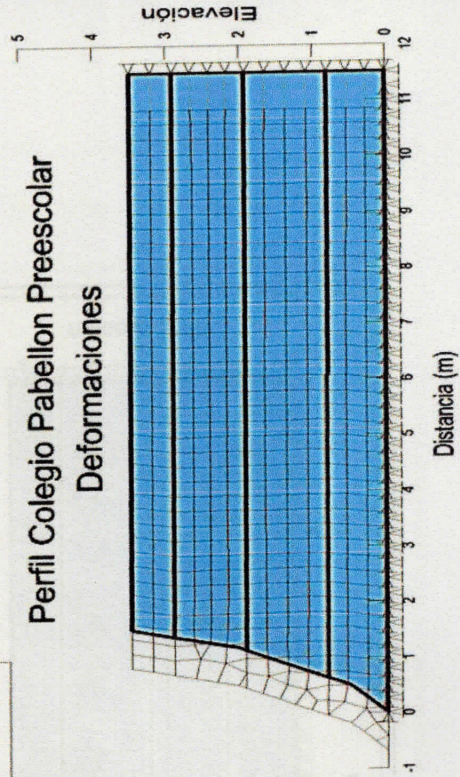
Perfil Colegio Pabellon 5 Desplazamientos



Desplazamiento X

■ ≤ -0.26340093 - 0.23659907 m
■ ≥ 0.23659907 m

Perfil Colegio Pabellon Preescolar Deformaciones



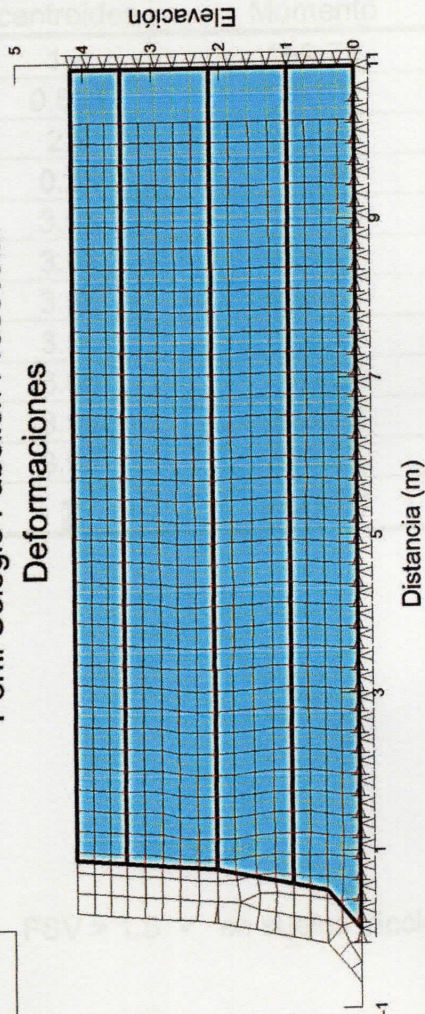
Perfil Colegio Pabellon Preescolar Desplazamientos

Desplazamiento X
 $\leq -0.26340093 - 0.23659907$ m
 ≥ 0.23659907 m



Perfil Colegio Pabellon Preescolar Deformaciones

Desplazamiento X
 $\leq -0.26340093 - 0.23659907$ m
 ≥ 0.23659907 m



**Apéndice E. Medidas de mitigación**

✚ Cálculos para la determinación de Dimensiones de suelo.

Tabla C.1. Dimensionamiento de Muro, Centro CARA

Figura	área	densidad	W	x centroides	Momento
1	4.16	24	99.84	1.7	169.73
2	2.08	24	49.92	0.533	26.61
3	4.64	24	111.36	2.9	322.94
4	0.35	20	7.00	0.25	1.75
5	1.665	19.79	32.95	3.95	130.15
6	1.665	18.78	31.27	3.95	123.51
7	3.33	15.61	51.98	3.95	205.33
8	1.665	17.71	29.49	3.95	116.47
9	1.665	18.1	30.14	3.95	119.04
10	6.845	20.2	138.27	3.95	546.16
11	5.365	18.1	97.11	3.95	383.57
		Σ	679.32	Σ	2145.27

Empuje Activo del suelo (E_a)= 441.43

Momento activo=1241.54

Empuje Pasivo del suelo (E_p)= 94.50

Momento Pasivo=47.25

Factor de seguridad al volcamiento (FSV)

FSV= 2.21

FSV > 1.5 ✓ en suelos friccionante

Factor de seguridad al deslizamiento (FSD)

FSD= 1.87

FSD > 1.5 ✓ suelos friccionante

Capacidad de carga

$Q_{\max}=103.76 \text{ kn/m}^2$

$Q_{\text{ult}}=8451.30 \text{ kn/ m}^2$

$Q_{\text{ult}} > Q_{\max}$ ✓



Muro correspondiente a Colegio 12 de septiembre.

Tabla C.2. Dimensionamiento de Muro, Colegio 12 de septiembre

figura	área	densidad	W	X centroides	Momento
1	4.16	24	99.84	1.7	169.73
2	2.08	24	49.92	0.533	26.61
3	4.64	24	111.36	2.9	322.94
4	0.35	20	7.00	0.25	1.75
5	2.664	19.79	52.72	3.95	208.25
6	4.81	20.2	97.16	3.95	383.79
7	4.255	18.1	77.02	3.95	304.21
8	10.471	17.71	185.44	3.95	732.49
		Σ	680.46	Σ	2149.77

Empuje Activo del suelo (E_a)= 472.00

Momento activo=1366.01

Empuje Pasivo del suelo (E_p)= 94.50

Momento Pasivo=47.25

Factor de seguridad al volcamiento (FSV)

FSV= 2.40

FSV > 1.5 ✓ en suelos friccionante

Factor de seguridad al deslizamiento (FSD)

FSD= 1.80

FSD > 1.5 ✓ suelos friccionante

Capacidad de carga

$Q_{\max}=106.60 \text{ kn/m}^2$

$Q_{\text{ult}}=8451.30 \text{ kn/ m}^2$

$Q_{\text{ult}} > Q_{\max}$ ✓